ESTRUTURAS METÁLICAS

K. MUKHANOV

EDITORA MIR · MOSCOU

К. К. МУХАНОВ

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ

ИЗДАТЕЛЬСТВО «СТРОЙИЗДАТ»
МОСКВА

ESTRUTURAS METÁLICAS

K. MUKHANOV

Traduzido do russo por
R. ASRYANTZ, engenheiro

EDITORA MIR · MOSCOU

Impresso na URSS. 1980

На португальском языке

© Стройиздат, 1976
© Tradução para o português. Editora Mir. 1980

ÍNDICE

Prefácio 8

CAPÍTULO I. FUNDAMENTOS DE PROJEÇÃO 9

§ 1. Esfera da aplicação e nomenclatura de estruturas metálicas 9
§ 2. Vantagens e defeitos das estruturas metálicas 14
§ 3. Breve história de desenvolvimento de estruturas metálicas 14
§ 4. Exigências que se apresentam aos elementos das estruturas metálicas 17
§ 5. Métodos de cálculo das estruturas metálicas 18
§ 6. Cargas 26

CAPÍTULO II. MATERIAIS EMPREGADOS PARA AS ESTRUTURAS METÁLICAS. PROPRIEDADES E TRABALHO DOS MATERIAIS NAS ESTRUTURAS 28

§ 7. Aços e ligas de alumínio 28
§ 8. Trabalho do aço na estrutura 47
§ 9. Propriedades mecânicas básicas das ligas de alumínio . . . 62
§ 10. Problema de estabilidade das estruturas metálicas 64
§ 11. Trabalho de uma estrutura submetida à flexão e torção . . . 69
§ 12. Trabalho de uma estrutura submetida à compressão e tração descentradas 76
§ 13. Resistências nominais dos materiais das estruturas metálicas 86

CAPÍTULO III. SORTIMENTO DE ELEMENTOS METÁLICOS DAS ESTRUTURAS 92

§ 14. Característica dos principais perfis de peças laminadas e o seu emprego 92
§ 15. Outros perfis laminados utilizados na construção civil . . . 96
§ 16. Perfis de ligas de alumínio 98

CAPÍTULO IV. JUNTAS SOLDADAS 100

§ 17. Tipos da solda e a sua característica geral 100
§ 18. Resistências nominais das juntas soldadas 110
§ 19. Tipos de juntas soldadas, cálculo das juntas no caso de ação das forças axiais 112
§ 20. Cálculo de resistência à fadiga das juntas soldadas 126
§ 21. Tensões internas, fenômeno de contração no processo de soldagem 127
§ 22. Volume do trabalho requerido para a fabricação de estruturas soldadas 130

CAPÍTULO V. JUNTAS A PARAFUSO E A REBITE 133

§ 23. Trabalho de juntas rebitadas 133
§ 24. Cálculo e projeção de estruturas rebitadas 136
§ 25. Juntas aparafusadas 147

CAPÍTULO VI. VIGAS 155

§ 26. Característica geral das vigas, vigamento 155
§ 27. Vigas de aço laminadas 163
§ 28. Vigas de aço compostas 173
§ 29. Estabilidade geral e local das vigas de aço 193
§ 30. Juntas e nós de conjugação das vigas 204
§ 31. Viga porta-guindaste 214
§ 32. Vigas das ligas de alumínio 245
§ 33. Vigas protendidas (submetidas à tensão prévia) 249

CAPÍTULO VII. ARMAÇÕES 262

§ 34. Setor de aplicação e classificação das armações 262
§ 35. Elementos do telhado . . . . . .
§ 36. Cálculo das armações 280
§ 37. Escolha das seções dos elementos das armações 282
§ 38. Projeção das armações 295

CAPÍTULO VIII. PILARES (COLUNAS) 312

§ 39. Tipos de pilares 312
§ 40. Pilares de compressão central 312
§ 41. Pilares submetidos a compressão excêntrica (pilares submetidos a compressão e flexão) 330
§ 42. Juntas e peças dos pilares 354
§ 43. Bases dos pilares 358

CAPÍTULO IX. OSSATURA DE AÇO DE UM PRÉDIO INDUSTRIAL DE UM SÓ ANDAR 372

§ 44. Informações gerais 372
§ 45. Rede de pilares 376
§ 46. Armações transversais 378
§ 47. Particularidades do cálculo das armações transversais . . . 394
§ 48. Estruturas das clarabóias e da ossatura da parede . . . . .

CAPÍTULO X. OSSATURA DE AÇO DOS PRÉDIOS COM GRANDES VÃOS E DAS CONSTRUÇÕES DE GRANDE ALTURA 416

§ 49. Estruturas planas compostas de vigas e estruturas de armações destinadas para grandes vãos 417
§ 50. Coberturas em forma de arcos e cúpulas, coberturas suspensas e coberturas compostas de estruturas 424
§ 51. Torres e mastros 468

CAPÍTULO XI. ESTRUTURAS DE CHAPAS (INVÓLUCROS DE AÇO) 477

§ 52. Noções gerais 477
§ 53. Teoría de cálculo de invólucros de revolução finos 478
§ 54. Gasômetros 483
§ 55. Reservatórios 48
§ 56. Tremonhas 497

APÊNDICES 500

PREFÁCIO

Este livro oferece uma análise dos métodos de projeção e de cálculo das estruturas metálicas empregadas na construção civil (estruturas de aço e de alumínio).

Nos dois primeiros capítulos estão expostos os fundamentos da projeção e a teoria de cálculo das estruturas metálicas sendo levado em consideração o trabalho do material na fase elástica e plástico-elástica. Os capítulos III — V dão as características dos perfis laminados, os métodos de ligação dos elementos das estruturas, o trabalho real e o cálculo das juntas, assim como certas exigências apresentadas à projeção das estruturas sob o ponto de vista da produção; os capítulos VI—VIII são dedicados ao estudo dos elementos básicos das estruturas metálicas: vigas, armações e pilares; nestes capítulos foram incluídas também as informações sobre as vigas porta-guindaste e pilares submetidos à compressão excéntrica.

Os capítulos IX e X são dedicados à projeção de estruturas metálicas que se analisa, sobretudo, nos exemplos de prédios industriais e de algumas obras de grande altura e de grandes vãos. O último capítulo analisa os fundamentos da projeção das estruturas de chapas.

As informações e recomendações incluídas neste livro têm como base as normas e regras gerais da construção civil: «Estruturas e fundamentos na construção civil. Normas de projeção básicas» (Regras e Normas da Construção Civil (RNCC.II-A.10-71); «Estruturas de aço» (RNCC.II-B.3-72); «Estruturas de alumínio» (RNCC.II-B.5-64); «Cargas e influências» (RNCC.II-6-74); «Estruturas metálicas. Regras de fabricação, montagem e aprovação das obras executadas» (RNCC.III-B.5-62*).

CAPÍTULO I

FUNDAMENTOS DA PROJEÇÃO

As estruturas metálicas utilizam-se largamente nos prédios e construções dos mais diversos tipos. A forma de uma estrutura determina-se pela combinação dos seus elementos básicos, ou seja, vigas, armações, colunas e invólucros, ligados de maneira a constituir um todo único. A escolha da melhor forma da construção e dos seus elementos realiza-se no processo de projeção; este é um processo criador que admite as mais diferentes soluções. O projetista é obrigado a encontrar em cada caso concreto a solução mais conveniente e racional que corresponda ao nível actual do desenvolvimento da ciência e da engenharia.

§ 1. ESFERA DA APLICAÇÃO E NOMENCLATURA DE ESTRUTURAS METÁLICAS

As estruturas (ou elementos) metálicas podem ser utilizadas nas construções em forma de sistemas de barras ou sistemas contínuos.

Os sistemas de barras, cujos elementos básicos são vigas, armações e pilares, englobam:

1) ossaturas dos prédios e construções industriais (sobretudo, as oficinas das empresas metalúrgicas e de construções mecânicas) munidas de vigas que servem de apoio aos guindastes, plataformas, etc. (fig. I.1, *a—d*);

2) pontes com grandes vãos das estradas de ferro, das estradas de rodagem e das cidades;

3) prédios civis de grande altura, pavilhões de exposições, coberturas de diversos tipos, cúpulas, etc;

4) prédios especiais, isto é, hangares, estaleiros de construção naval, etc;

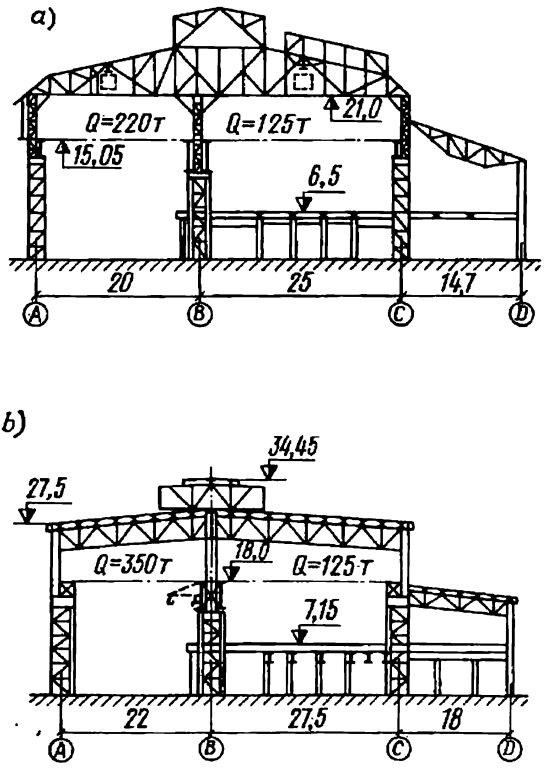
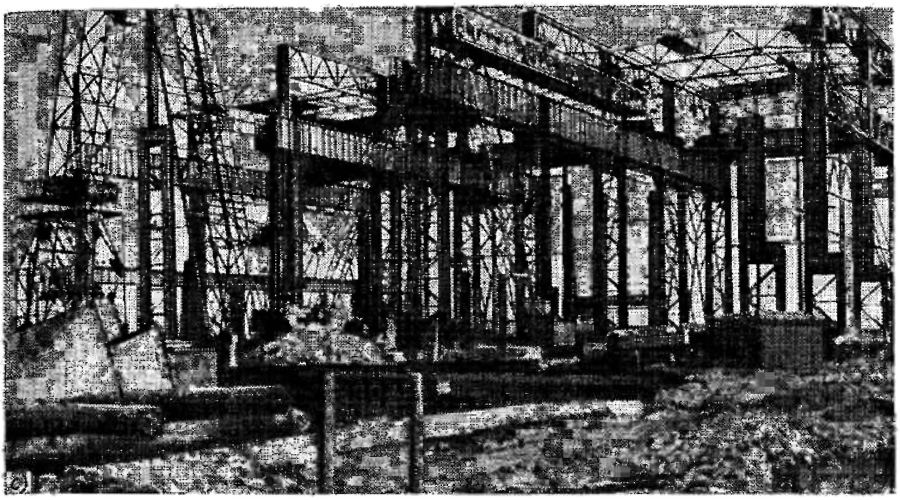
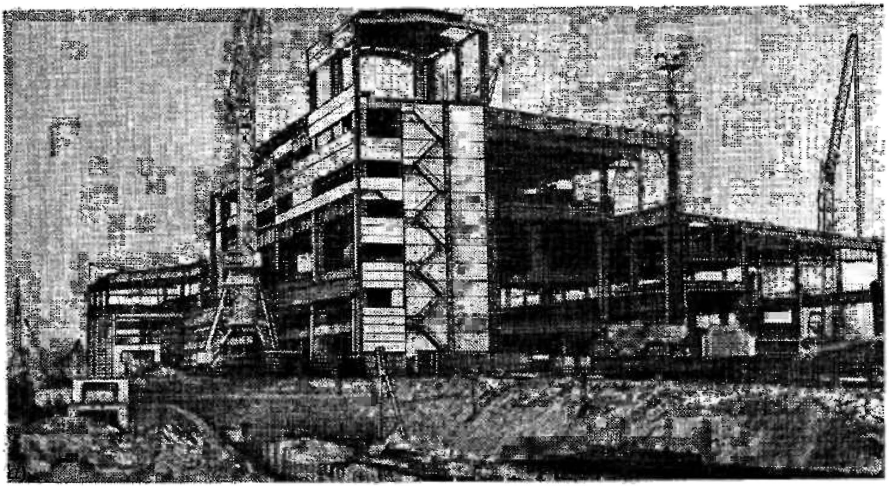


Fig. I.1. Construção das oficinas das empresas metalúrgicas
a—oficina Siemens-Martin (primeiro quinquénio); *b*—corte transversal de uma oficina Siemens-Martin—modelo (projeto de 1947); *c*—oficina de coação contínua do aço (oitavo quinquénio); *d*—construção da oficina de conversores.

5) mastros e torres para comunicações de rádio e para a televisão (fig. I.2), castelos de minas, torres petrolíferas, obras hidráulicas, estacadas, guindastes, etc.

Os sistemas contínuos—invólucros (elementos em forma de chapas)—utilizam-se nos gasômetros para a acumulação e distribuição do gás; nos reservatórios para líquidos; nas tremonhas destinadas à acumulação e recarga de substâncias secas; nas construções especiais, como, por exemplo, altos fornos, (fig. I.3), aquecedores do ar («cowpers»), nos dispositivos de depuração do gás, etc.; nos tubos e tubulações de grande diâmetro, empregados nas empresas metalúrgicas e de química de coque, nas usinas hidroelétricas, nos condutos de petróleo e de gás, etc.





Os elementos fabricados das ligas de alumínio utilizam-se sobretudo, graças ao seu peso específico pequeno e boa resistência à oxidação, nos revestimentos dos prédios industriais e residenciais, isto é, telhados e painéis de parede, nos caixilhos de janela, etc., assim como, nas construções da indústria química e de petróleo.

Os elementos de alumínio empregam-se nas construções cujo peso deve ser pequeno (guindastes de recarga, pontes giratórias, coberturas dos pavilhões com grandes vãos, assim como nas construções situadas nos locais de acesso difícil e nas regiões em que se verifica a actividade sísmica, etc.).

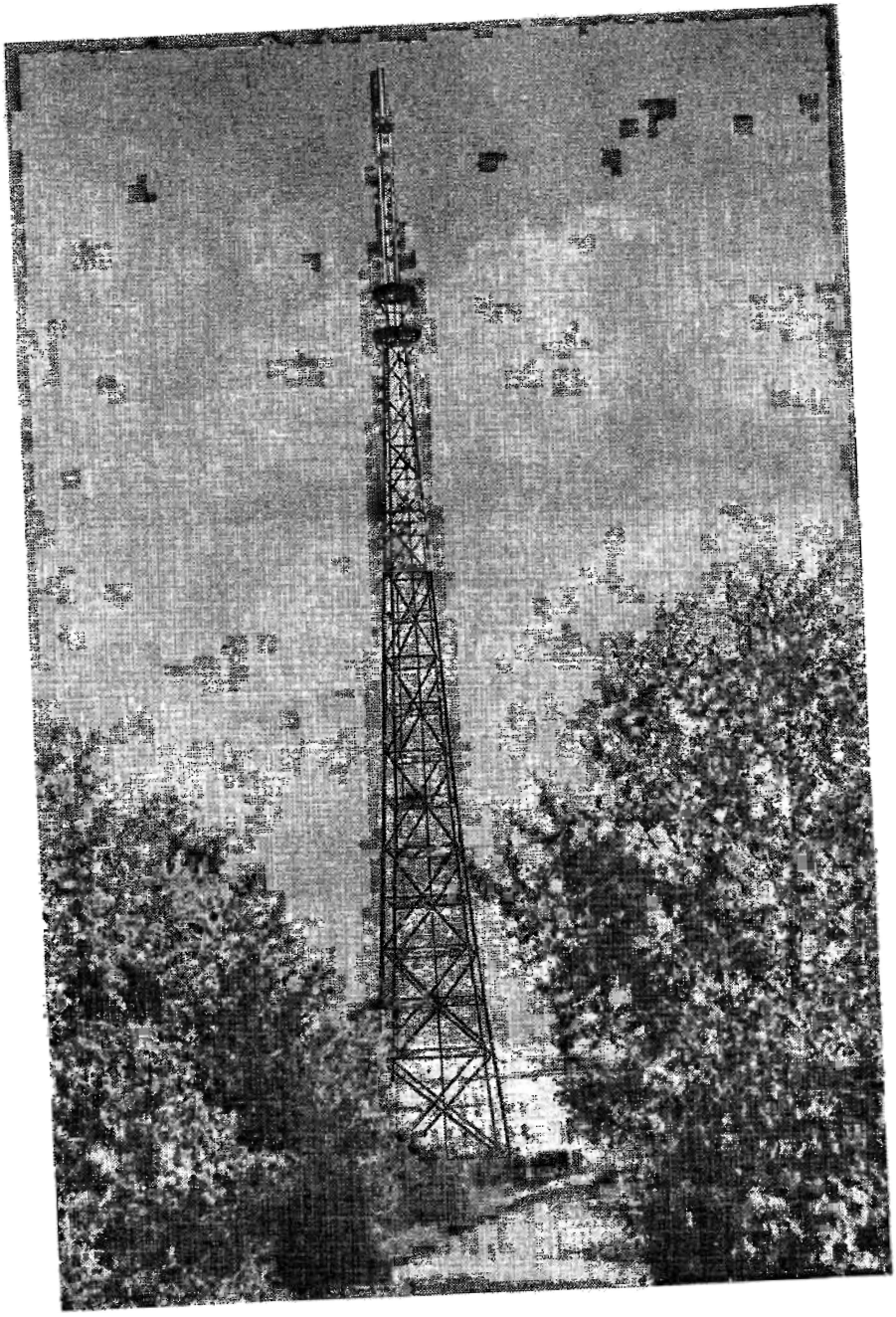


Fig. I.2. Uma torre de televisão tetraédrica

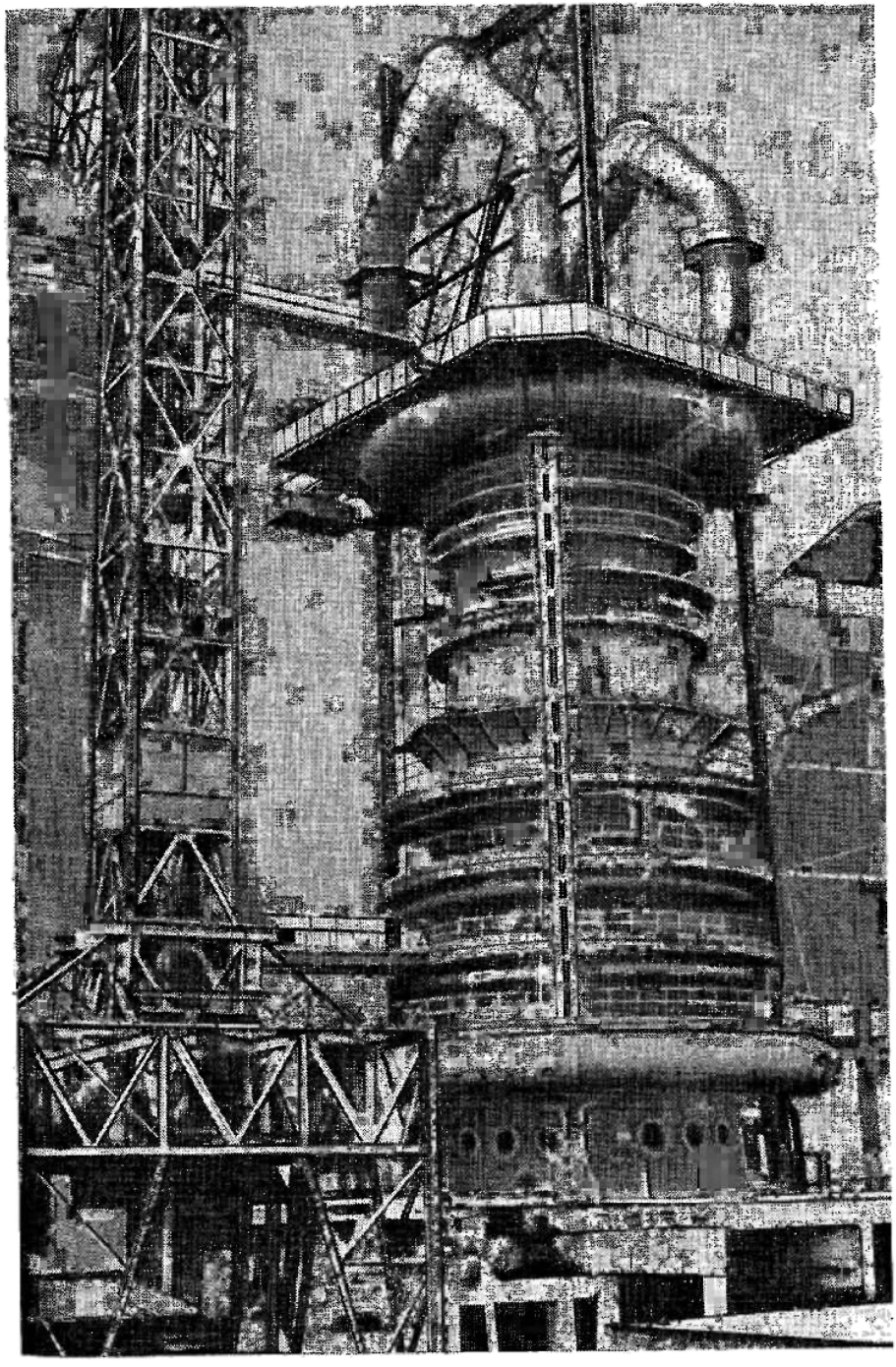


Fig. I.3. Construção da oficina de altos-fornos

§ 2. VANTAGENS E DEFEITOS DAS ESTRUTURAS METÁLICAS

São seguintes as principais vantagens das estruturas de aço:

1) alta resistência do material nos estados de tensão de diversos tipos (tração, compressão, flexão, etc.), o que permite aos respectivos elementos suportar esforços bastante grandes apesar da área relativamente pequena da sua seção; por isso as estruturas de aço, apesar da grande densidade deste material ($\rho = 7850$ kg/m^3), são mais leves do que os elementos de outros materiais e mais cômodos para o transporte;

2) os elementos de aço oferecem uma boa margem de segurança no trabalho, o que se deve ao nível relativamente alto da homogeneidade das propriedades mecânicas do aço;

3) impermeabilidade à água e ao gás, o que se deve à grande densidade do aço;

4) os elementos de aço são fabricados nas oficinas e a sua montagem no local é bastante bem mecanizada, o que permite diminuir os prazos de conclusão da construção;

5) os elementos de aço podem ser desmontados e substituídos com facilidade, o que permite reforçar ou substituir facilmente diversos elementos da estrutura;

6) a possibilidade de utilizar o material dos elementos que já não podem servir.

O principal defeito dos elementos de aço é a susceptibilidade à corrosão, o que requer que eles sejam cobertos com uma camada de tinta ou o emprego de outros métodos de protecção.

A principal vantagem oferecida por ligas de alumínio é a sua pequena densidade ($\rho = 2700$ kg/m^3), apesar da sua capacidade de resistência bastante alta e boa resistência à corrosão.

Entre os defeitos dos elementos de alumínio deve-se mencionar o fato de que o módulo normal de elasticidade das ligas de alumínio é relativamente baixo ($E = 7100$ kN/cm^2), o que resulta na alta susceptibilidade destes elementos às deformações; baixa capacidade de resistência ao fogo: quando a temperatura supera 100° centígrados, as propriedades mecânicas da liga pioram; quando a temperatura excede 200° centígrados começam as deformações plásticas.

§ 3. BREVE HISTÓRIA DE DESENVOLVIMENTO DE ESTRUTURAS METÁLICAS

O metal utiliza-se de há muito na construção. Ao que se sabe, as primeiras estruturas metálicas utilizadas na URSS foram os caibros de ferro sobrepostos que recobrem o antigo palácio do Krem-

lin em Moscou (século XVII)[1]. Em 1725 estruturas de ferro fundido foram aplicadas pela primeira vez como elementos de sustentação para recobrir um vão de 12 metros na fábrica de Nevian (nos Urais). Mais tarde o ferro fundido, que resiste bem à compressão, foi utilizado nos elementos em forma de arcos e de pilares. As primeiras pontes sobre o rio Neva em Petersburgo foram feitas de ferro fundido. Em 1840 o ferro fundido foi utilizado para construir a cúpula da catedral de Santo Isaías. A utilização de caibros de ferro nas coberturas era impedida pelo elevado custo do ferro pudelado, por isso nestes casos utilizavam-se sobretudo estruturas combinadas de ferro e madeira.

Em princípios do século XIX depois da introdução da máquina a vapor começou o desenvolvimento da construção de máquinas e dos sistemas de transporte, o que exigiu uma grande quantidade do metal. Construíam-se empresas industriais em que foi adoptada uma nova tecnologia da produção; isto exigiu a ampliação dos vãos dos prédios que tinham paredes de tijolo. Para a sua cobertura foram criadas armações de ferro que podia ser soldado, mas cuja produção era, aliás, bastante cara. O desenvolvimento dos transportes ferroviários e das construções navais exigia um método barato e racional de produção de metal. Este novo método foi a produção do aço coado nos fornos Martin (1866), o que contribuiu para o desenvolvimento da laminação, para a fabricação de chapas de aço, trilhos e de diversos perfis. Na década dos 70 do século XIX, no sul da Rússia foi construída uma série de empresas metalúrgicas com oficinas de fundição de aço e de laminagem com vários vãos, sendo as armações apoiadas por pilares de aço.

Durante o século XIX registrou-se um importante desenvolvimento da construção de pontes. A construção de grandes pontes exigia a elaboração da teoria de cálculo das construções; os cientistas e engenheiros da Rússia deram uma importante contribuição neste setor.

Em 1856 D. I. Juravski (1822—1891) elaborou a teoria de cálculo das armações estaiadas e foi o primeiro a indicar a existência de tensões cortantes nos elementos submetidos à flexão. O professor F. S. Iassinski (1856—1899) desenvolveu consideravelmente os métodos de cálculo dos elementos comprimidos das estruturas de aço das pontes e foi o primeiro a elaborar estruturas tridimensionais com dobras para a cobertura de oficinas ferroviárias em Petersburgo.

No desenvolvimento da construção de pontes um importante papel foi desempenhado por destacados cientistas e engenheiros nacionais, como, por exemplo, o professor N. A. Belelubski (1845—1922), professor L. D. Proskuriakov (1858—1926), académico E. O. Paton (1870—1953), professor I. P. Prokofiev (1877—1958)

---

[1] **A. Mikhailov.** O arquiteto D. V. Ukhtomski e a sua escola. M., Editora estatal de literatura sobre a construção civil e a arquitetura, 1954, p. 208. (As informações referentes a esta obra e a todas demais obras mencionadas neste livro dizem respeito às edições russas.—*Nota do Tradutor*).

e o professor N. S. Streletski (1885—1967). Eles construiram excelentes pontes de estrutura original, desenvolveram a teoria de cálculo de pontes e criaram a escola russa de construção de pontes.

Em fins do século XIX as estruturas metálicas dos prédios industriais continuam se desenvolvendo devido ao surgimento de guindastes elétricos de ponte que exigem vigas especiais utilizadas na qualidade de trilhos para o seu deslocamento. Na construção de oficinas começa a utilização de ossaturas inteiramente metálicas. O académico honorífico V. G. Chukhov (1853—1939) criou as mais diversas estruturas de aço com um cunho da originalidade, em fins do século XIX—princípios do século XX. Ele foi o autor de dezenas de edifícios públicos e de prédios especiais. Representam um interesse especial as coberturas em forma de arcos da galeria comercial GUM em Moscou, a cobertura da estação ferroviária de Kiev e as estruturas tridimensionais em forma de hiperbolóides, construídas de elementos retilíneos.

Depois da Revolução de Outubro, na época do restabelecimento da economia nacional, na construção industrial começa a utilização de estruturas com um grande número de articulações (escola da Europa ocidental), que garantem a invariabilidade do sistema, tendo, porém, um número mínimo de incógnitas excessivas. Nestes esquemas, que são econômicos quanto à despesa do metal, não foram levadas em consideração as exigências de despesa mínima da mão de obra para a sua fabricação e montagem.

Na época dos primeiros qüinqüênios verificou-se uma viragem no desenvolvimento da forma das construções, passando-se à utilização preferível de estruturas de aço. A envergadura e o ritmo da construção exigiam que as obras fossem econômicas quanto à despesa do metal e da mão de obra necessária para a sua fabricação e montagem, mas também correspondessem às crescentes demandas da exploração. Começou o processo de assimilação e de ampla utilização do novo método de ligação de elementos de aço: a solda elétrica. Aumentou o nível de apetrechamento técnico da produção, especialmente na produção de metais ferrosos e nas construções mecânicas, o que exigiu um aumento brusco da capacidade de içar dos guindastes. Aumentaram as exigências de exploração apresentadas às estruturas dos prédios. Tudo isso resultou na construção de oficinas com armações rígidas em forma de bastidores (fig. I.1,*b*).

Um traço característico da escola soviética de projeção de estruturas de aço é a criação de novos esquemas mais rígidos das construções que correspondem melhor às exigências de exploração e de fabricação e montagem. Na criação e no desenvolvimento desta escola participaram coletividades das organizações de projeção e de pesquisas científicas. Pode-se mencionar, como exemplo, o Instituto Central de Projeção e de Pesquisa de Estruturas de Aço, Instituto de Projeção de Prédios Industriais, Instituto Estatal de Projeção de Usinas Metalúrgicas, Instituto Central de Pesquisas de Estruturas de Aço «V. A. Kutcherenko», Instituto de Engenheiros Civis de Moscou

«V.V. Kuibichev», Instituto de Pesquisas da Solda Elétrica «E.O. Paton», etc.[1]

Durante os primeiros qüinqüênios a produção de estruturas de aço aumentou várias vezes, desde 200 mil toneladas até 1 milhão de toneladas no último ano anterior à guerra. Em 1970 a produção de estruturas metálicas atingiu quase 4 milhões de toneladas. Para o aumento cada vez maior do volume de construção contribuiram a padronização dos elementos das estruturas das obras industriais na base do módulo de 3 metros e a elaboração de vigas e armações em conformidade com este padrão.

Na época de pós-guerra a esfera de aplicação de estruturas metálicas aumentou consideravelmente. O crescimento da indústria de petróleo, de gás e da siderurgia resultou no aumento do número de construções na base de elementos em forma de chapa, isto é, reservatórios, gasômetros e altos-fornos. É de se notar que na construção de reservatórios e de gasômetros foi adoptado o método industrial, isto é, soldagem de várias chapas em grandes rolos e o seu transporte para o local de construção.

Foi construído um grande número de instalações de comunicação, torres de televisão de centenas de metros de altura, mastros de rádio, radiotelescópios giratórios cujo diâmetro ultrapassava 60 metros, etc. Construía-se um grande número de postes de linhas elétricas, usinas termoelétricas, etc. O desenvolvimento da construção exigiu um grande número de guindastes de torre, de cavalete e de ponte.

Nos últimos anos o metal tem sido utilizado nos prédios sociais de grandes vãos (salas e instalações esportivas, pavilhões das exposições e teatros) e nos prédios fabris (hangares, oficinas de montagem de aviões, estaleiros navais, laboratórios especiais, etc.). Nos prédios de grandes vãos utilizam-se estruturas suspensas, em forma de arcos, cúpulas e estruturas espaciais.

São utilizados cada vez mais os aços de alta resistência e aços extra-resistentes, assim como novos laminados de perfis mais racionais.

O aumento do volume da construção e a aceleração do seu ritmo irão exigir no futuro importantes reconstruções das empresas que produzem estruturas metálicas, ou seja, introdução da produção automatizada, o que irá se refletir no desenvolvimento das formas das estruturas metálicas.

§ 4. EXIGÊNCIAS QUE SE APRESENTAM AOS ELEMENTOS DAS ESTRUTURAS METÁLICAS

As estruturas metálicas devem satisfazer as exigências de exploração de acordo com o objetivo da respectiva construção; ter a capa-

[1] **N. P. Melnikov.** Desenvolvimento de estruturas metálicas. M., Stroiizdat, 1965, p. 279.

cidade de apoio necessária, isto é, a resistência e a estabilidade necessárias; ter a rigidez necessária.

Ao projetar as novas estruturas o desenhista deve guiar-se por seguintes princípios: a massa da estrutura, a mão de obra necessária para a sua fabricação e os prazos da sua montagem devem ser mínimos.

Para diminuir as despesas e o custo do metal é preciso escolher de forma mais racional os esquemas das estruturas, as seções dos elementos e os tipos de aços e de ligas de alumínio.

Para diminuir o volume de trabalho exigido pela fabricação de uma estrutura e acelerar a sua montagem é preciso fazer com que o projeto leve em consideração as exigências e as possibilidades dos métodos mais eficientes de fabricação e da montagem das estruturas, garantir a comodidade e a simplicidade da execução das operações de produção e utilizar mais amplamente os elementos e os nós de elementos padronizados.,

A construção em geral e as suas estruturas portadoras devem satisfazer também as exigências da estética.

A projeção de prédios e construções compreende duas fases: o anteprojeto e os desenhos de execução.

No anteprojeto estabelece-se a possibilidade técnica e a conveniência econômica da respectiva obra.

Os desenhos de execução de uma estrutura metálica compreendem duas partes: desenhos de execução—EM (estruturas metálicas), e desenhos de execução de peças em separado—EMP (estruturas metálicas, peças). Na fase EM indica-se o esquema da construção, realiza-se o cálculo de todas as estruturas e a escolha das seções de todos os elementos, fazem-se os desenhos gerais e das unidades mais complexas e trata-se de coordenar a estrutura escolhida com outras partes do projeto que dizem respeito à tecnologia, transporte, abastecimento de energia elétrica, arquitetura e construção, problemas sanitários, etc., e faz-se a tabela de peças metálicas necessárias. Na base do projeto da fase EM os órgãos de projeção das respectivas empresas encarregadas da fabricação destas estruturas elaboram os desenhos de execução EMP para diversos elementos das estruturas que devem ser expedidos prontos (elementos remetidos), assim como esquemas de montagem com as respectivas marcas nos elementos remetidos.

§ 5. MÉTODOS DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS METÁLICAS

1. Instruções gerais para o cálculo

O processo de projeção começa pela elaboração e comparação de diversas variantes dos esquemas das construções de acordo com a forma de exploração a que são destinadas. Depois disso escolhe-se

o esquema que corresponde a todas as exigências apresentadas às estruturas metálicas.

O objetivo do cálculo de uma estrutura consiste em verificar a resistência, a estabilidade e a rigidez do esquema previamente escolhido da estrutura, o que permite precisar as dimensões e garantir a segurança da construção com as mínimas despesas do metal.

O cálculo das construções e dos seus elementos realiza-se na base dos métodos da resistência dos materiais e da mecânica de construção. O objetivo básico destes métodos é a determinação dos esforços internos que surgem nas estruturas solicitadas por respectivas cargas.

O cálculo começa pela elaboração do esquema nominal[1] da estrutura sendo que o projetista menospreza temporariamente a verdadeira forma da seção dos elementos. Às fixações de apoio dos elementos são atribuídas certas propriedades teóricas (apoio articulado, apoio com encastramento elástico e rígido, etc.). Depois de determinar na base deste esquema de cálculo os esforços nos elementos, realiza-se a escolha das seções, verifica-se a capacidade portante e projetam-se as fixações de forma a satisfazer estas condições. Às vezes é preciso utilizar métodos mais exatos de determinação das tensões levando em consideração as deformações plásticas. No entanto, estes métodos são bastante complexos, por isso nas fórmulas empregam-se vários coeficientes cujos valores estão mostrados nas tabelas.

O cálculo das estruturas de aço, empregadas na construção, realiza-se na base de estados limites. O método de estados limites foi elaborado por um grupo de cientistas soviéticos chefiados por N. S. Streletski. Os fundamentos deste método estão expostos nas «Regras e Normas da Construção Civil II-A. 10-71» (RNCC); o respectivo capítulo é intitulado «Bases da Projeção» e o material aí exposto pode ser utilizado para as estruturas e fundamentos dos prédios e construções de todos os tipos.

O principal documento que serve de guia na projeção de estruturas de aço empregadas na construção civil é o capítulo II-B.3-72 das RNCC; o capítulo é intitulado: «Estruturas de Aço. Normas de Projeção».

Para diversas construções especiais (pontes, obras hidráulicas, altos-fornos, etc.) existem normas e instruções especiais de projeção, que refletem as condições específicas do seu trabalho.

No capítulo II-B.3-72 das RNCC utiliza-se o sistema de unidades metro-quilograma-força-segundo, sendo a unidade de força o quilograma-força (kgf) que impõe à massa $m = 1$ kg a aceleração

[1] Temos de distinguir, quando se trata da literatura técnica soviética, as noções de normativo e nominal. Enquanto o primeiro (a resistência normativa, a tensão normativa, etc.) adota-se na base das normas técnicas em vigor na União Soviética, ou seja, Regras e Normas de Construção Civil, GOST, Condições Técnicas, o segundo é o resultado da multiplicação do primeiro por um certo coeficiente de segurança, sendo normalmente maior do que este. (*Nota do Tradutor*).

$g \approx 9{,}81$ m/s^2, isto é, 1 kgf $\approx 9{,}81$ kg·m/s^2. Esta unidade surgiu por motivo da medição do peso dos corpos imóveis relativamente à superfície da Terra, uma vez que estes corpos exercem sobre o apoio ou o dispositivo de suspensão um esforço igual à força de gravidade mg. A unidade dos esforços mecânicos neste sistema é kgf/cm^2 (às vezes se utiliza kgf/mm^2).

Atualmente está sendo introduzido o sistema internacional de unidades SI, em que a unidade de força é um newton (N) igual à força que imprime ao corpo, cuja massa é 1 kg, a aceleração de 1 m/s^2, ou seja, 1 N = 1 kg·m/s^2. A fim de reduzir as forças do sistema metro-quilograma-força-segundo para o sistema SI pode-se adotar com uma precisão suficiente para os objetivos técnicos que 1 kgf $\approx$ $\approx 9{,}81$ N ≈ 10 N.

Uma vez que no Sistema de Padrões (Normas) Estatais (GOST) de perfis laminados as unidades dos valores geométricos (F, J, W, etc.) dão-se em centímetros, a unidade de tensão é adotada igual a kN/cm^2. Isto é cômodo pois 1 kN/cm^2 $\approx$ 1 kgf/mm^2 e portanto, quando se adota o sistema SI as designações dos tipos de aço nas RNCC II-B.3-72 continuam invariáveis. Por exemplo, o aço do tipo C38/23 tem o valor da resistência temporária 38 kN/cm^2 e o valor do limite de escoamento 23 kN/cm^2.

2. Método de estados limites

De acordo com as RNCC II-A.10-71 as estruturas empregadas na construção civil e os fundamentos devem ser calculados de maneira a poder resistir aos esforços que surgem por causa das cargas a que está solicitado este sistema, assim como por causa do deslocamento dos apoios, variação da temperatura, encolhimento e outros fenômenos do mesmo tipo; o cálculo deve ser efetuado na base do método de estados limites.

Qualifica-se como estado limite da estrutura o estado em que ela deixa de satisfazer às exigências de exploração que se lhe apresentam, ou seja, perde a capacidade de resistir às influências externas ou sofre uma deformação inadmissível ou estrago local.

Foram estabelecidos dois grupos de estados limites: o primeiro grupo corresponde ao estado de esgotamento da capacidade portante (ou seja, resistência, estabilidade ou resistência à fadiga); todas as estruturas metálicas devem satisfazer este estado limite. O segundo grupo corresponde à aptidão para a exploração normal de acordo com as condições tecnológicas ou condições do ambiente dadas. Ao segundo grupo de estados limites pertencem os estados que dificultam a exploração normal ou diminuem a durabilidade da estrutura devido ao surgimento de deslocamentos e oscilações inadmissíveis, etc.

O cálculo na base do primeiro estado limite realiza-se por meio da desigualdade:

$$N \leqslant \Phi, \qquad (I.1)$$

endo N o esforço nominal na estrutura originado pelo total de cargas nominais P na sua combinação mais desvantajosa;

Φ— capacidade portante da estrutura, que é uma função das dimensões geométricas da estrutura e da resistência do material.

As cargas caracterizam-se basicamente pelos seus valores P_n estabelecidos por normas (ver o apêndice 1) que se admitem da seguinte forma:

a) as cargas permanentes—na base dos dados indicados no projeto;

b) as cargas tecnológicas e de montagem—na base dos máximos valores para as condições da exploração e da construção normais, previstas pelo projeto;

c) as cargas e influências atmosféricas—na base de valores médios que se calculam por intermédio de grandezas máximas anuais ou na base dos valores que são ultrapassados em média uma vez durante um determinado número de anos (por exemplo, uma vez em cinco anos para a força do vento prevista nas normas).

As cargas P utilizadas para calcular a estrutura (na base do primeiro estado limite) admitem-se um pouco superiores às que foram previstas pelas normas. A carga nominal determina-se como produto da carga prevista pela norma por um coeficiente de sobrecarga n (que pode ser superior ou inferior a 1); este coeficiente introduz-se para prevenir as possíveis variações desfavoráveis da carga em relação ao valor previsto nas normas:

$$P = P_n n. \qquad (I.2)$$

Os valores do coeficiente n estão dados no apêndice 1.

Portanto, nos cálculos na base do primeiro estado limite as estruturas consideram-se solicitadas não pelas cargas de exploração (previstas pelas normas), mas por cargas nominais. Na base de cargas nominais na estrutura determinam-se os respectivos esforços (o esforço axial N, o momento de flexão M, etc.), cujo cálculo se realiza de acordo com as regras gerais da resistência dos materiais e da mecânica de construção.

A capacidade portante Φ de uma estrutura depende da resistência que o material oferece aos esforços aplicados (esta resistência caracteriza as propriedades mecânicas do material e denomina-se resistência normativa R^n); a capacidade portante depende também das características geométricas da seção (área da seção F, momento de resistência W, etc.).

A resistência normativa R^n do aço à tração, compressão e flexão admite-se igual ao valor mínimo do limite de escoamento, garantido por GOST, e estabelecido de forma a levar em consideração as condições de controle e de variedade estática das propriedades do aço produzido pela indústria.

Para o aço mais utilizado na construção (a sua marca é ВСт3 e a classe é C38/23) o valor de $R^n = 23$ kN/cm^2. Este valor serve para controlar e classificar a qualidade do aço.

Em alguns casos, quando a exploração das estruturas submetidas à tração é possível mesmo se o metal já tinha atingido o limite de escoamento (por exemplo, vasos cilíndricos) e quando se trata dos materiais que não têm as propriedades dúctis (arames de alta resistência, lingotes de ferro fundido, etc.), a resistência normativa do aço à tração admite-se igual ao valor mínimo garantido da resistência temporária à ruptura $R_t^n = \sigma_t$ (para o aço de marca BCт3 $R_t^n = 38$ kN/cm^2).

Admite-se como resistência normativa das ligas de alumínio à tração, compressão e flexão o menor dos dois valores:

a) 0,7 do valor mínimo garantido da resistência temporária à ruptura, ou seja 0,7 σ_t;

b) o limite condicional de escoamento $\sigma_{0,2}$ que corresponde à tensão no caso do alongamento específico permanente, igual a 0,2%.

A resistência nominal R determina-se por meio da divisão da resistência normativa pelo coeficiente de segurança do respectivo material $k > 1$.

Tabela I.1

Valores de coeficiente de segurança k para diversos materiais

Classes do aço	C38/23	C44/29	C46/33	C52/40	C60/45	C70/60	C80/75
Quando $R^n = \sigma_e$	1,1	1,15	1,15	1,2	—	—	—
Quando $R_t^n = \sigma_t$	1,5	1,5	1,5	1,5	1,6	1,6	1,6

Este coeficiente utiliza-se para levar em consideração os desvios na resistência do material da respectiva estrutura do valor normativo devido às variações das propriedades do material e divergências em relação às propriedades das amostras utilizadas para o controle:

$$R = R^n \frac{1}{k}. \qquad (I.3)$$

O valor $1/k < 1$ caracteriza a homogeneidade das propriedades do material e anteriormente era denominado coeficiente de homogeneidade.[1]

Portanto, a resistência nominal R é a resistência igual ao mínimo valor possível do limite de escoamento (ou valor da resistência temporária à ruptura) do material, que se admite como extremo para a respectiva estrutura. Os valores de R encontram-se na tabela II.15.

Para tornar a estrutura perfeitamente segura é preciso levar em consideração os possíveis desvios das condições normais de explora-

[1] Desenvolvimento do método de cálculo na base de estados limites. M., Stroiizdat, 1971, p. 175.

ção, por exemplo, condições especialmente difíceis de funcionamento das vigas em que se deslocam alguns guindastes; o meio ambiente agressivo que contribui para a corrosão especialmente intensa do metal; funcionamento permanente da estrutura sob uma carga limite e de poucas variações, etc.

Para levar em consideração as circunstâncias acima indicadas introduz-se o coeficiente m que reflete as condições de trabalho da estrutura e dos seus elementos. Este coeficiente diminui, quando é preciso, o valor da resistência nominal. Então

$$mR = mR^{n}\frac{1}{k}. \qquad (I.4)$$

Por exemplo, quando se trata do cálculo das vigas em que se apoiam os guindastes de ponte, instalados nas principais oficinas das empresas siderúrgicas, introduz-se o coeficiente correspondente às condições de trabalho $m = 0{,}9$. Os valores destes coeficientes para estruturas e para junções estão nas RNCC. II-B.3-72 (ver o apêndice 2). Nos demais casos, quando não existem razões especiais para alguma outra decisão, o valor de m toma-se igual a 1.

Em todos os casos quando a resistência nominal determina-se pela resistência temporária à ruptura (e não pelo limite de escoamento), o valor do coeficiente de segurança k é superior do que quando $R^{n} = \sigma_e$, o que se vê da tabela I.1. Este coeficiente corresponde à distribuição irregular das tensões quando o material trabalha nas condições que ultrapassam o limite de escoamento e ao mesmo tempo reflete a proximidade dos valores de σ_e e de σ_t.

Portanto, quando se trata da verificação da resistência, a primeira fórmula nominal (I.1) fica reduzida à seguinte forma

$$N \leqslant FR \quad \text{ou} \quad M \leqslant WR, \qquad (I.5)$$

endo N e M as forças axiais e momentos de flexão nominais, originados por respectivas cargas nominais (levando-se em consideração os coeficientes de sobrecarga n).

No processo de cálculo de uma estrutura inicialmente escolhe-se a seção do elemento, depois verifica-se a tensão causada por esforços nominais (esta tensão não deve ultrapassar a resistência nominal levando-se em consideração, quando é preciso, os coeficientes das condições de trabalho da estrutura e dos seus elementos e outros coeficientes que garantem o trabalho seguro da construção).

Então, as principais fórmulas nominais utilizadas para a verificação da resistência adquirem a seguinte forma

$$\sigma = N/F_{\text{líq}} \leqslant R \quad \text{ou} \quad \sigma = M/W_{\text{líq}} \leqslant R, \qquad (I.6)$$

sendo σ, tensão nominal no elemento (devido às cargas nominais);

$F_{\text{líq}}$, área líquida da seção (isto é, sem a área dos orifícios);

$W_{\text{líq}}$, momento de resistência da seção líquido;

R, resistência nominal do material adotada de acordo com as normas de projeção de prédios e de construções de diversos tipos.

Costuma-se distinguir vários tipos de tensões: básicas, locais, complementares e internas ou próprias.

São básicas as tensões que se desenvolvem dentro do corpo em conseqüência da equilibração das influências das cargas externas; estas tensões são consideradas no cálculo.

No caso da distribuição não uniforme do fluxo de forças pela área da seção por causa da alteração brusca da seção, existência de orifícios ou transmissão concentrada de esforços, surge a concentração local de tensões. Nos materiais plásticos, a que pertence também o aço empregado na construção, estas sobretensões locais nivelam-se à medida que aumenta a tensão e por isso não se levam em consideração nos cálculos. Mas em diversos casos, por exemplo, no caso do estado de tensão plano ou espacial, especialmente no caso de cargas variáveis, o valor das tensões locais é bastante importante e o projetista deve levá-las em consideração, por exemplo, quando se trata da criação de um fluxo de força suave na construção.

São complementares as tensões que surgem nos elementos da estrutura por causa das cargas externas no caso de existência de fixações adicionais que não são indispensáveis para a manutenção do equilíbrio geral do sistema (por exemplo, o encastramento dos elementos nos nós das armações). Estas tensões não exercem influência sobre o equilíbrio do sistema em geral e quando se trata das estruturas de materiais plásticos na maioria dos casos podem ser menosprezadas nos cálculos.

As tensões internas ou próprias, denominadas também às vezes, tensões iniciais, devem-se basicamente às influências térmicas sobre o metal no caso da deformação num local limitado. Estas tensões são também denominadas freqüentemente, de acordo com as causas que as originam, tensões térmicas, tensões de encolhimento, de soldagem, tensões permanentes, próprias, iniciais, etc.

Como exemplo de tensões internas pode-se mencionar as tensões iniciais internas nas vigas laminadas duplo T, que surgem por causa do seu arrefecimento não uniforme depois da laminação. As tensões iniciais internas não diminuem a margem da resistência da estrutura, pois são mutuamente equilibradas dentro do material. Estas tensões aproximam ou afastam a passagem do aço para o estado plástico e devem ser levadas em consideração se o equilíbrio interno fica violado em conseqüência de alguma influência externa.

No caso do segundo estado limite que se caracteriza por deformações excessivas (flechas), a flecha relativa (f/l = flecha/vão ou f/H = = flecha/altura) nas condições da exploração normal não deve ser superior à flecha relativa admissível ($1/n_0$), estabelecida pelas normas para diversas estruturas (ver os apêndices 3 e 4), isto é, deve ser

$$f/l \leqslant 1/n_0. \tag{I.7}$$

No cálculo das deformações (flechas) leva-se em consideração não a carga nominal, mas, sim, normal (carga de exploração), isto

é, a carga sem o coeficiente de sobrecarga, pois as flechas admissíveis das estruturas são estabelecidas para as condições da exploração normal das estruturas.

3. Método de tensões admissíveis

Quando o cálculo se efetua na base do método de tensões admissíveis[1], considera-se que a estrutura está submetida às cargas normativas (isto é, previstas pelas normas) e funciona nas condições normais de exploração.

Uma estrutura tem a resistência necessária se as tensões causadas nela por cargas normativas não ultrapassam as tensões admissíveis estabelecidas, que são iguais a uma determinada parte da tensão limite do material; esta última é considerada igual, no caso do aço empregado na construção, ao limite de escoamento. São seguintes as principais fórmulas empregadas para verificar a resistência da estrutura

$$\sigma = N_n/F_{liq} \leqslant [\sigma] = \sigma_e/k_0 \quad \text{ou} \quad \sigma = M_n/W_{liq} \leqslant [\sigma] = \sigma_e/k_0, \quad \text{(I.8)}$$

sendo N_n e M_n forças axiais e momentos de flexão devidos às cargas normativas;
$[\sigma]$, tensão admissível estabelecida pelas respectivas normas;
σ_e, limite de escoamento do aço;
k_0, coeficiente da margem de resistência.

Este último coeficiente (cujo valor médio é de cerca de 1,5) corresponde aos possíveis desvios da carga real em relação à carga considerada nos cálculos, às divergências entre o esquema real da estrutura e o esquema de cálculo teórico e a uma certa irregularidade das propriedades mecânicas do material.

Comparando o método de cálculo na base de estados limites com o método de tensões admissíveis [fórmulas (I.6) e (I.8)] vemos que os métodos de cálculo são idênticos, mas que no primeiro caso as tensões na estrutura foram calculadas na base das cargas nominais (levando-se em consideração os coeficientes de sobrecarga) e que estas tensões foram comparadas com a resistência nominal, enquanto que no segundo caso as tensões foram calculadas na base das cargas normais (isto é, previstas pelas normas) e comparadas com a tensão admissível.

A diferença básica do cálculo de acordo com o método de estados limites consiste em que a estrutura é considerada não no estado de trabalho, mas no estado limite. Isto exigiu a formulação mais exata das condições limites em que a estrutura fica inutilizada, assim como o estudo da natureza do coeficiente da margem de resistência, o que resultou na substituição do coeficiente resultante único k_0 por três coeficientes n, k e m. As estruturas calculadas na base de tensões admissíveis com um único coeficiente da margem de resistência,

[1] Este método aplica-se às vezes nos cálculos de estruturas metálicas dos guindastes.

independentemente das condições de exploração e do grau de influência das cargas (e da sua variedade), têm, na realidade, margens de resistência bastante diferentes.

A introdução de três coeficientes n, k e m permite levar em consideração de uma forma razoável os fatores e as condições de trabalho da estrutura e contribui para a criação de estruturas, cujos elementos oferecem uma margem igual de segurança. O método de estados limites uniformiza os métodos de cálculo, orienta-se por parâmetros físicos e permite levar em consideração com maior facilidade não somente a fase elástica, mas também a fase plástico-elástica do trabalho do material. Os coeficientes de sobrecarga e de segurança para diversos materiais obedecem às leis estáticas de distribuição e podem ser determinados de uma forma científica.

§ 6. CARGAS

O objetivo básico das estruturas portantes de uma construção é suportar as cargas que se lhes impõem no processo da exploração. Nos prédios industriais, por exemplo, estas cargas são os guindastes de ponte e guindastes suspensos, equipamento industrial, etc.; nos prédios públicos, as aglomerações de pessoas, etc.; nas construções especiais, pontes, por exemplo, o material rodante; nas obras hidráulicas, a água; nas tremonhas, o material friável, etc. Além das cargas de exploração, a construção está sujeita também às cargas atmosféricas (neve, vento, variações da temperatura) e ao peso das suas próprias estruturas.

Quanto à duração da sua influência as cargas podem ser divididas da seguinte forma:

permanentes—o próprio peso da estrutura, peso do telhado, coberturas, paredes, pressão do solo, influência da protensão, etc.;

cargas temporárias duráveis—o peso do equipamento estacionário, peso do líquido e dos materiais friáveis nos recipientes, cargas nas coberturas dos depósitos, cargas térmicas duráveis devidas ao processo tecnológico, etc.;

cargas de pouca duração—guindastes e outras máquinas de ascensão e transporte, cargas nas coberturas devidas ao peso de pessoas, cargas devidas à neve, vento, gelo, temperatura e clima. Estes dados estão citados nas RNCC. II-6-74;

cargas especiais—isto é, cargas devidas à atividade sísmica, às violações do processo tecnológico, etc.

As cargas temporárias nominais (isto é, previstas nas normas) admitem-se da seguinte forma:

cargas causadas pela neve e pelo vento—de acordo com as RNCC. II-6-74; a carga devida ao vento calcula-se não somente em forma da pressão ativa sobre a parede que está do lado do vento, mas também em forma do efeito de sucção que exerce influência sobre o telhado e sobre a parede oposta do lado interno;

cargas causadas por guindastes de ponte: para os guindastes com a capacidade de içar até 50 toneladas admitem-se de acordo com GOST 3332—54*; para os guindastes do tipo geral com a capacidade de içar de 75—250 toneladas de acordo com GOST 6711—70 e para os guindastes das oficinas de fundição com a capacidade de içar de 80 a 560 toneladas, de acordo com GOST 20278—74.

No caso de cargas dinâmicas, que originam golpes e oscilações da construção (por exemplo, os guindastes e os trens), as respectivas cargas devem ser multiplicadas por um coeficiente especial de dinâmica.

Em regra, uma construção sofre a influência não de uma determinada carga, mas de diversas combinações das cargas. É muito pouco provável que uma construção seja submetida simultaneamente à ação de todas as cargas máximas possíveis; portanto, uma construção projetada de forma a resistir a esta combinação de cargas teria uma reserva demasiada de resistência. As combinações de cargas que devem ser levadas em consideração no cálculo das construções estão indicadas no capítulo II-6-74 das RNCC; neste capítulo estão previstas duas categorias de combinação de cargas:

combinação básica, que compreende as cargas permanentes, duradouras e de pouca duração;

combinação especial, que compreende as cargas permanentes, duradouras, algumas cargas de pouca duração e uma das cargas especiais.

Quando se calcula uma estrutura submetida à combinação básica de cargas, que inclui uma carga de pouca duração, o valor desta última não deve ser diminuído; quando se levam em consideração duas ou mais cargas de pouca duração, estas devem ser multiplicadas por um coeficiente de combinação $n_c = 0{,}9$. No caso de uma combinação especial de cargas, as cargas de pouca duração devem ser multiplicadas pelo coeficiente de combinação $n_c = 0{,}8$.

Quanto às obras especiais (pontes, obras hidráulicas, guindastes especiais, etc.) as cargas e as suas combinações são estabelecidas nas instruções técnicas especiais.

Normalmente o próprio peso das estruturas de aço constitui uma pequena parte da carga total e pode ser determinado de antemão por meio de um cálculo aproximado ou por analogia com o peso próprio das estruturas existentes (ver, por exemplo, a tabela IX.3).

CAPÍTULO II

MATERIAIS EMPREGADOS PARA AS ESTRUTURAS METÁLICAS. PROPRIEDADES E TRABALHO DOS MATERIAIS NAS ESTRUTURAS

§ 7. AÇOS E LIGAS DE ALUMÍNIO

As estruturas metálicas utilizadas na construção civil fazem-se de aço laminado e de ligas de alumínio.

O trabalho do metal nas estruturas determina-se basicamente por suas propriedades mecânicas, ou seja, resistência, elasticidade, plasticidade, suscetibilidade à destruição por causa de fragilidade, fluidez plástica no caso de elevadas temperaturas, etc.

As propriedades mecânicas dependem em grande parte da composição química do metal e da tecnologia dos processos de produção de metal que exercem influência sobre a estrutura cristalina das ligas.

O trabalho do metal numa estrutura e o seu estado de tensão dependem: da forma construtiva do elemento (influência de diversos fatores de concentração de esforços); do tipo, valor, velocidade e direção do fluxo de forças (tração, compressão, torção, flexão); da temperatura.

O aço de qualidade comum é fornecido pela siderurgia de acordo com GOST 380—71*.

O aço carbono divide-se de acordo com o teor do carbono em:

a) aço com pequeno teor de carbono, isto é, o teor do carbono varia de 0,09 a 0,22% (este aço utiliza-se na construção civil);

b) aço com teor médio de carbono, isto é, o teor de carbono varia de 0,25 a 0,5% (este aço utiliza-se nas construções mecânicas);

c) aço com alto teor de carbono, ou seja, aço para ferramentas. Neste caso o teor de carbono varia de 0,6 a 1,2%.

O teor de carbono exerce uma grande influência sobre as propriedades mecânicas do aço, determinando desta forma o setor da sua aplicação.

Na construção utilizam-se basicamente o aço de baixo teor de carbono, que se caracteriza por boa plasticidade e maleabilidade e pelo nível baixo de temperabilidade e de soldabilidade e o aço de liga pobre, de resistência alta e especialmente alta, menos susceptível à destruição frágil.

1. Aços de baixo teor de carbono comuns

Noções gerais. Composição química

Nas condições da temperatura normal o aço de baixo teor de carbono é uma solução sólida que tem a forma do corpo cristalino composto de dois componentes básicos: ferrita e perlita, trata-se de uma mistura de cementita Fe_3C, uma composição química extremamente dura, com lâminas de ferrita.

Uma solução sólida é composta de cristais do mesmo tipo e ao contrário de uma composição química pode ter diversas concentrações de elementos. Numa mistura mecânica não pode ter lugar a dissolução mútua. Como se sabe o ferro (Fe) pode ser encontrado em duas modificações cristalinas. Quando a temperatura é inferior a 723° C os cristais de ferro têm uma rede cristalina centrada cúbica (ferro-α) sendo a grandeza atómica 2,88 Å; quando a temperatura supera 910° C os cristais de ferro têm uma rede cúbica de facetas centradas, isto é, a estrutura de austenita (ferro-γ), sendo a grandeza atómica 3,64 Å.

A fig. II.1 mostra o diagrama da liga ferro—carbono. O carbono quase não se dilui no ferro-α, a austenita é uma solução sólida do carbono no ferro-γ, sendo o teor do carbono até 2% quando a temperatura $t = 1130°$ C e 0,8%, quando $t = 723°$ C. O aço quando passa do estado líquido para a fase sólida cristaliza-se obtendo a estrutura do ferro-γ. No processo de arrefecimento ulterior o carbono desprende-se e quando a temperatura é inferior a 723° C (linha $P—S$ na fig. II.1) o carbono passa a fazer parte da cementita formando uma mistura eutectóide de ferrita e perlita. Nos aços de baixo teor de carbono a perlita dispõe-se basicamente nas junções de grãos de ferrita ou em forma de incrustações entre eles (fig. II.2). Quando aumenta o número de intercristais de perlita o aço torna-se mais resistente, mas menos plástico. O trabalho do aço num elemento depende em grande parte da sua estrutura e das condições da sua cristalização.

No aço sempre existem impurezas de manganês, silício, fósforo e enxofre, cujo total não ultrapassa normalmente 1%. O fósforo e enxofre são impurezas nocivas, mas no processo de fundição do aço não se consegue eliminá-las totalmente. Se o teor de fósforo no aço ultrapassa 0,045%, o aço torna-se frágil quando a temperatura é baixa (a propriedade de fragilidade em frio). O teor do enxofre superior a 0,055% torna o aço frágil ao rubro, isto é, contribui para a formação de fendas no estado quente.

O aço é produzido nos fornos convertidores com a insuflação do oxigénio na parte superior e nos fornos Martin. Depois da fundição o aço é coado nos caldeiros sendo depois vazado nas lingoteiras[1] onde se realiza o arrefecimento e a cristalização do metal. No processo de cristalização desprende-se uma grande quantidade de gases

[1] Em algumas empresas é organizada a coação contínua do aço.

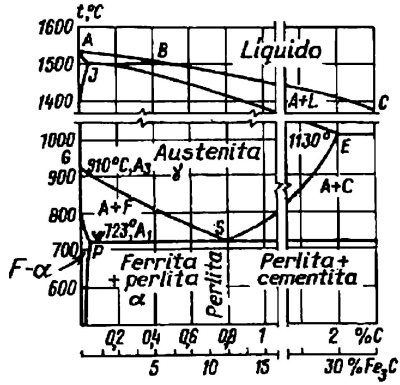


Fig. II.1. Diagrama do estado da liga ferro-carbono (Fe—C)

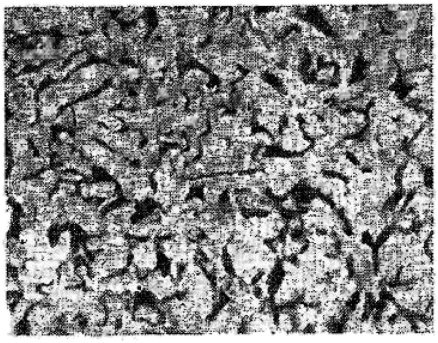


Fig. II.2. Estrutura do aço 3. Manchas negras correspondem à perlita

e de impurezas não metálicas. O metal solidificado ocupa um espaço menor do que o metal líquido, o que resulta na formação de bolhas de retração, que podem ser distribuídas em todo o volume do lingote ou concentradas em alguma das partes, sobretudo, na parte superior. Estas bolhas podem estar cheias de gases que se dissolvem no metal líquido. O desprendimento de gases em grande quantidade (ebulição) contribui para a formação de pequenas bolhas de gás, perto das quais podem concentrar-se impurezas e inclusões não-metálicas, assim como diversas composições de enxofre que pioram a qualidade do aço (produzindo a estratificação, especialmente nas chapas grossas, cuja espessura ultrapassa 18—20 mm). O aço obtido desta forma chama-se *aço efervescente*.

O aço calmo tem uma vantagem em comparação com o aço efervescente pois o processo do seu esfriamento nas lingoteiras realiza-se de uma forma tranqüila, sem o desprendimento impetuoso de gases. Isto se consegue mediante a introdução de desoxidantes: silício, manganês, alumínio, etc. que «imobilizam» os gases (acalmam-nos) formando a escória de forma que a bolha de retração fica na parte superior do lingote. Esta parte do lingote (cerca de 15% da massa geral) é retirada e submetida à refundição. O aço resulta muito mais homogêneo tanto no que diz respeito à composição química, como às qualidades mecânicas.

Os aços efervescentes, mesmo quando não submetidos à desoxidação suficiente, têm, no entanto, uma certa aplicação pois são mais baratos do que os aços calmos (aproximadamente em 10—12%); as possíveis bolhas e pequenas cavidades que existem no lingote desaparecem no processo de laminação a quente, especialmente quando se trata de elementos finos (cuja espessura é $\leqslant$ 12 mm). As qualidades mecânicas do aço efervescente tornaram-se quase iguais às do aço calmo, no entanto os aços efervescentes são mais susceptíveis à ruptura frágil.

O aço semi-acalmado, que é intermediário entre o aço calmo e efervescente, é recebido nas lingoteiras especiais. A desoxidação incompleta (por exemplo, 0,05—0,15% de silício em vez de 0,12—0,3% no aço calmo) resulta na diminuição da bolha de retração, portanto retira-se apenas cerca de 8% da massa geral do lingote.

O aço com baixo teor de carbono aplica-se:

a) nas estruturas que trabalham sob a temperatura nominal inferior a —30° C, assim como (independentemente da temperatura) nas estruturas que trabalham em condições especialmente difíceis (por causa de cargas dinâmicas e de vibração); nestes casos emprega-se o aço calmo (índice convencional «ac»);

b) nas estruturas portantes básicas dos telhados e coberturas (armações, travessas das armações, vigas); nestes casos utiliza-se o aço semi-acalmado, (índice convencional «as»);

c) nos demais casos utiliza-se o aço efervescente (índice «ae»).

Para as estruturas que não têm juntas soldadas a escolha do tipo do aço realiza-se de uma forma mais livre.

As usinas siderúrgicas fornecem informações sobre a composição química da cada fusão de aço; estes dados anotam-se num documento especial denominado *certificado*. O teor máximo de diversos elementos químicos no aço foi estabelecido em GOST 380—71*. Na construção empregam-se aços de vários tipos, de acordo com o teor de diversos elementos neles (ver a tabela II.1).O aço básico da construção é o aço Ст3, que tem boa soldabilidade graças ao pequeno teor do carbono (menos de 0,22%) e do silício (menos de 0,3%).

Em comparação com o aço Ст3ac o aço do tipo Ст3Гas (ver a tabela II.1) tem o teor mais elevado do manganês (o que está designado com a letra Г), qualidades mecânicas mais ou menos iguais (tabela II.2), e acusa resultados um tanto melhores nas experiências de resistência ao choque a entalhe nas chapas grossas $\delta = 25 \ldots$ $\ldots$ 30 mm; este aço é um pouco mais barato do que o aço calmo do tipo Ст3ac.

O aço do tipo Ст0 não se produz de uma forma regular, mas se obtém mediante a separação dos aços defeituosos de outros tipos, cujas qualidades químicas e mecânicas não correspondem aos padrões estabelecidos; por isso o aço deste tipo pode ser empregado somente nos elementos de estruturas que não devem ser previamente calculados. O fornecimento de aços realiza-se de acordo com GOST 380—71*: o grupo A—com garantias referentes às propriedades mecânicas; o grupo Б—com garantias referentes às propriedades químicas; o grupo B—com garantias referentes às propriedades mecânicas e à composição química[1].

[1] Uma vez que as características mecânicas garantidas e as resistências nominais são estabelecidas, como regra, iguais para determinados grupos de tipos de aço ao carbono independentemente do método de fabricação e das condições de fornecimento, estes grupos que incluem todos os tipos do respectivo aço, serão denominados no futuro, para tornar mais cômoda a leitura «aço 3» «aço 4» e «aço 5».

Tabela II.1

Composição química padronizada dos aços de qualidade comum com baixo teor de carbono de acordo com GOST 380—71 *

Tipo do aço	Teor de elementos, %				
	C	Mn	Si	P	S
				não mais de	
Ст0	$\leqslant$0,23	—	—	0,07	0,06
Ст2ae, Ст2as, Ст2ac	0,09—0,15	0,25—0,5	Da mesma forma que ВСт3	0,04	0,05
Ст3ae	0,14—0,22	0,3—0,6	$\leqslant$0,07	0,04	0,05
Ст3as		0,4—0,65	0,05—0,17		
Ст3ac		0,4—0,65	0,12—0,3		
Ст3Гas		0,8—1,1	$\leqslant$0,15		
Ст4ae, Ст4as	0,18—0,27	0,4—0,7	Da mesma forma que ВСт3	0,04	0,05
Ст4ac			as 0,05—0,17		
Ст5as, Ст5ac	0,28—0,37	0,5—0,8	ac 0,15—0,35	0,04	0,05
Ст5Гas	0,22—0,3	0,8—1,2	$\leqslant$0,15	0,04	0,05

Notas: 1. O teor do nitrogênio nas peças laminadas prontas, assim como nos lingotes, lingotes desbastados, "slabs", e peças brutas destinadas para a laminação ulterior não pode ser superior a 0,008%. No caso contrário, o nitrogênio em estado não combinado torna o aço frágil e acarreta o seu envelhecimento. O teor de cromo, níquel e de cobre não pode ser superior a 0,3 % (de cada um destes elementos) e de arsênio, não pode ser superior a 0,08 %.

2. No caso da desoxidação do aço semi-acalmado por alumínio, titânio ou um outro desoxidante que não contém silício ou por vários desoxidantes (por exemplo, ferrossilício e alumínio, etc.) o teor do silício no aço não pode ser superior a 0,05 %.

3. No aço do tipo ВСт3ac das categorias 4,5 e 6, desoxidado pelo alumínio, o teor restante do alumínio não pode ser inferior a 0,02 %.

4. Nos aços semi-acalmados e calmos as variações admissíveis do teor do carbono e do silício são $^{+0,03}_{-0,02}$. Para as estruturas soldadas as variações do teor do carbono são $^{+0,00}_{-0,02}$ o que se especifica na respectiva encomenda. O teor do enxofre e do fósforo nas peças laminadas não pode ser superior respectivamente a 0,055 e 0,045 %.

Uma vez que as estruturas utilizadas na construção civil exigem simultaneamente determinadas garantias no tocante às suas propriedades mecânicas e certas restrições referentes à sua composição química, o aço do grupo B é o material básico para as estruturas deste tipo. A composição química de um aço do grupo B corresponde à composição química do aço do grupo B, enquanto as suas propriedades mecânicas correspondem às propriedades dos aços do grupo A.

Propriedades mecânicas do aço[1]

Os mais importantes critérios das propriedades mecânicas do aço são a resistência, elasticidade e plasticidade, caracterizadas pelas tensões e alongamentos, assim como pela propensão para a destruição frágil, que pode ser avaliada indiretamente pela resistência ao choque a entalhe. *A resistência* determina-se pela capacidade do material de resistir às forças externas. *A elasticidade* é a propriedade do material de restabelecer a sua forma inicial depois da retirada das cargas externas. *A plasticidade* é a propriedade do material de não restabelecer o seu estado inicial depois da retirada das cargas externas, isto é, a propriedade de ter deformações permanentes. *A fragilidade* caracteriza a destruição do material no caso de deformações pequenas.

A dependência entre as tensões e deformações para diversos materiais estabelece-se por meio de experiências. A resistência do aço, assim como as suas propriedades plásticas e elásticas determinam-se por meio de experiências em que as amostras são submetidas à tração.

As características mecânicas dos aços são também a resistência ao choque a entalhe e o ângulo que se forma durante as experiências de dobragem a frio, que determinam o estado da superfície, revelam a estratificação e servem na qualidade do critério para avaliar a plasticidade.

Trabalho do aço à tração. Se submeter uma amostra à tração aumentando conseqüentemente a carga P e medindo os alongamentos resultantes Δl, pode-se construir o diagrama experimental de tração, marcando os alongamentos em função da carga. Para tornar mais cômodas as comparações neste diagrama utilizam-se as tensões e os alongamentos relativos:

$$\sigma = \frac{P}{F}; \quad \varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} 100\%, \tag{II.1}$$

sendo σ, a tensão normal, kN/cm^2;
F, área inicial da seção da amostra;
ε, alongamento relativo, %;
l_0, comprimento inicial da amostra.

O alongamento relativo depende do comprimento e da seção transversal da amostra.

Foram estabelecidos dois tipos de amostras[2]: o longo $l = 11{,}3\sqrt{F}$ e o curto $l = 5{,}65\sqrt{F}$ (GOST 1497—73); sendo que para as amostras redondas $l_{10} = 10d$ e $l_5 = 5d$.

O diagrama experimental da tração do aço ao carbono 3 está mostrado na fig. II.3, *a*. Na primeira fase do carregamento a depen-

[1] **Fridman Ia. B.** Propriedades mecânicas dos metais. T. 1, 2, M., «Machinostroienie», 1974.

[2] **Chápochnikov N. A.** Experiências mecânicas dos metais. M., Machguiz, 1954.

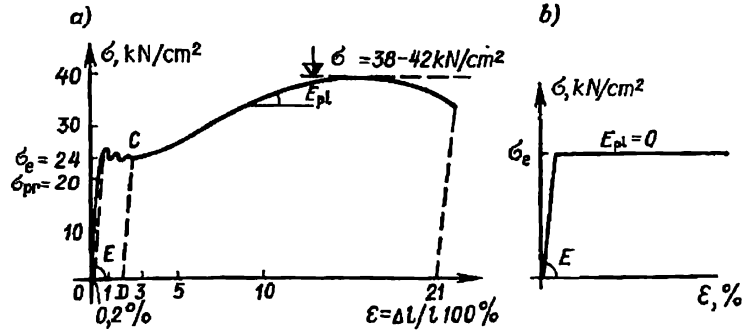


Fig. II.3. Diagrama de tração do aço 3

dência entre as tensões e os alongamentos relativos é linear e pode ser expressa por uma equação (a lei de Hooke)

$$\sigma = E\varepsilon, \tag{II.2}$$

sendo E o coeficiente constante de proporcionalidade, denominado módulo de elasticidade longitudinal ou módulo de Young. Para o aço 3 E = = 21000 kN/cm².

A tensão máxima no material com que começa o desvio da dependência retilínea, chama-se limite de proporcionalidade σ_{pr}. Um pouco acima deste ponto (fig. II.3, *a*) encontra-se o limite do setor do trabalho elástico do material (σ_{el}) correspondente à máxima deformação que desaparece totalmente depois da retirada da carga.

O diagrama dos aços com baixo teor de carbono, quando carregados acima do limite de proporcionalidade, acusa um desvio da reta e depois de uma elevação suave faz um salto (formando, quando a velocidade de carregamento é bastante grande, um «dente» característico) depois disso, segue, com pequenas oscilações, paralelamente ao eixo horizontal (ver a fig. II.3). O comprimento da amostra aumenta sem que seja aumentada a carga, o material cede. A fluidez do material é uma conseqüência dos deslocamentos das camadas do metal. A tensão normal que é praticamente constante e a que corresponde a fase de fluidez do material, chama-se *limite de escoamento* σ_e.

O setor horizontal do diagrama, denominado plataforma de escoamento, encontra-se, no que diz respeito aos aços de baixo teor de carbono, dentro dos limites de alongamentos relativos desde $\varepsilon = 0{,}2$ até $\varepsilon = 2{,}5\%$. A existência desta plataforma de escoamento exerce uma influência positiva sobre o trabalho das estruturas.

Nos aços de outros tipos a passagem para a fase plástica realiza-se gradualmente, por isso não existe uma diferença de princípio entre o limite de elasticidade e o limite de escoamento. Considera-se convencionalmente como limite de escoamento dos aços deste tipo a tensão a que corresponde a deformação permanente de 0,2%:

$$\sigma_e = \sigma_{0,2}.$$

Quando se retira a carga de uma amostra que sofreu a deformação plástica, o diagrama de descarregamento segue a reta $C—D$, paralela à reta elástica de carregamento (ver a fig. II.3, *a*). Quando o alongamento relativo atinge um determinado valor ($\varepsilon \approx 2{,}5\%$ para o aço 3), a fluidez do material cessa e ele pode oferecer de novo a resistência às deformações. O material como se estivesse num processo de autoconsolidação. É de se notar que a dependência gráfica entre as tensões e deformações tem a forma de uma curva, verificando-se o crescimento impetuoso das deformações. A distribuição do alongamento ao longo do comprimento da amostra é mais ou menos uniforme (para o aço 3 $\varepsilon \approx 10 \ldots 12\%$). No entanto, as velocidades das deformações das camadas internas e externas da amostra, na sua seção transversal são diferentes (nas camadas exteriores esta velocidade é maior do que no interior); o mesmo se verifica ao longo da amostra (a deformação é igual a zero aproximadamente no centro do seu comprimento). Por isso, depois de conseguir um determinado máximo de tensão, na amostra forma-se uma gola, começa a diminuição local da seção, acompanhada de grande desenvolvimento local da deformação plástica no lugar da gola (para o aço 3 $\varepsilon \approx \approx 20 \ldots 25\%$, levando-se em consideração o alongamento uniforme).

Devido ao surgimento da gola na seção aparece o estado de tensão espacial o que contribui para o desenvolvimento de microgretas. Isto resulta, no fim das contas, na destruição da amostra.

A resistência máxima do material (até a formação da gola) que serve de característica desta sua propriedade, determina-se pela tensão convencional máxima no processo de destruição em relação à área inicial da seção da amostra. Esta tensão denomina-se limite de resistência temporária σ_t.

O alongamento permanente total, medido depois da destruição, é a medida de plasticidade do aço. Uma outra medida de plasticidade que caracteriza também o estado de tensão na gola é o adelgaçamento relativo $\psi = (F_0 - F)/F_0$, sendo F_0 e F a seção de uma amostra redonda no início e no fim da experiência.

Uma vez que o módulo da deformação plástica E_{pl} é pequeno (fig. II.3, *a*), nas pesquisas teóricas dedicadas à análise do trabalho plástico-elástico do aço com baixo teor do carbono, este módulo é freqüentemente igualado a zero, sendo que para todos os tipos do aço admite-se o diagrama idealizado de tração do material plástico-elástico ideal (fig. II.3, *b*—diagrama de Prandtl).

Portanto, as mais importantes propriedades mecânicas que caracterizam o trabalho do aco são: as características de resistência—o limite de escoamento (σ_e), o limite de resistência temporária (σ_t), assim como a característica de plasticidade: o alongamento relativo (δ_5—designação adotada para uma amostra curta). Estas características (ver a tabela II.2), assim como a composição química (ver a tabela II.1) estão indicadas nos certificados que acompanham cada carregamento do metal fornecido. GOST 380—71*

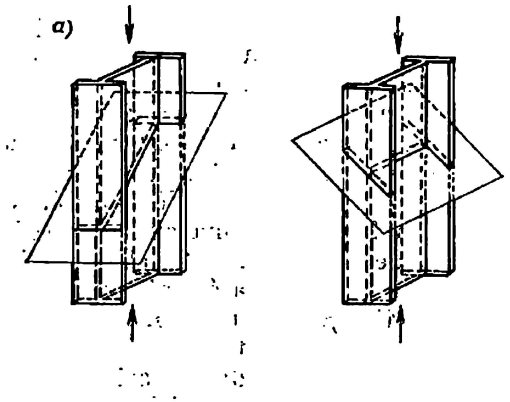
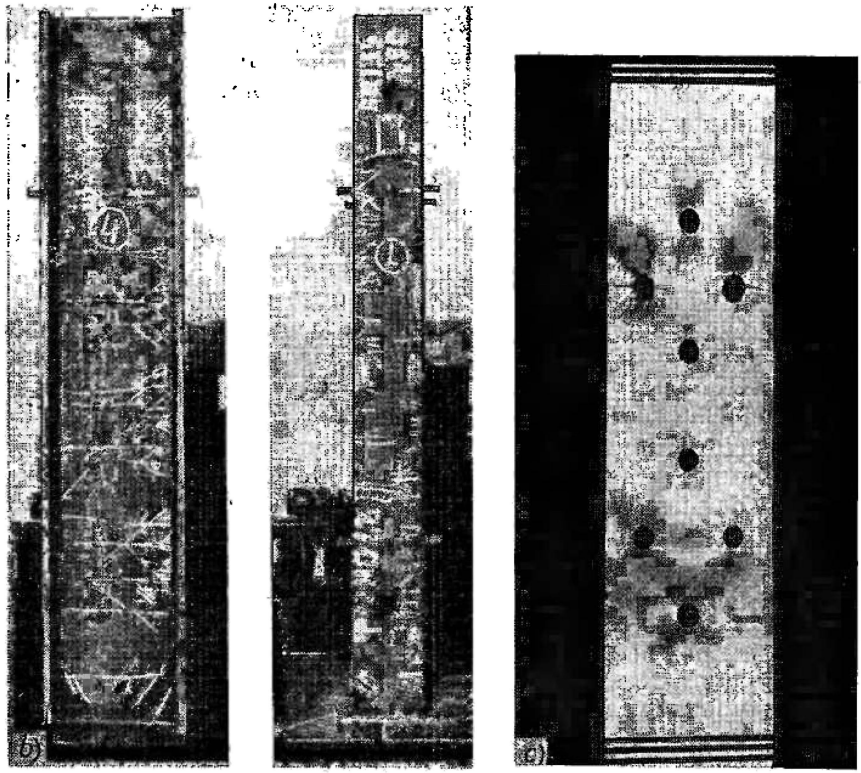


Fig. II.4. Linhas de escoamento

a—dos planos de desenvolvimento da fluidez plástica; *b*—linhas de fluidez num ferro em T duplo comprimido; *c*—o mesmo num banzo submetido à tração



para o fornecimento de aços ao carbono de qualidade comum garante as suas propriedades mecânicas indicadas na tabela II.2. As propriedades mecânicas do metal diminuem um tanto, se a espessura das peças laminadas aumenta.

Para os aços do mesmo tipo as normas prevêem diversas exigências quanto à sua qualidade; estas exigências caracterizam a categoria do aço. As normas indicam obrigatoriamente a composição

Tabela II.2

Características, previstas pelas normas, das propriedades mecânicas dos aços ao carbono de qualidade comum, empregados na construção civil, de acordo com GOST 380—71 *

Tipo do aço	Limite de resistência σ_t, kN/cm²	Limite de escoamento σ_e, kN/cm² para espessuras em mm			Alongamento relativo δ_5, %, das amostras curtas para espessuras em mm			Dobragem em 180
		até 20	20—40	40—100	até 20	20—40	> 40	até 20 mm
Ст0	31	—	—	—	23	22	20	$d=2a$
ВСт2ае ВСт2as ВСт2ас	33—42 34—44	22 23	21 22	20 21	33 32	32 31	30 29	$d=0$
ВСт3ае ВСт3as ВСт3ас ВСтГas	37—47 38—49 38—50	24 25 25	23 24 24	22 23 23	27 26 26	26 25 25	24 23 23	$d=0{,}5a$
ВСт4ае ВСт4as ВСт4ас	41—52 42—54	26 27	26 26	24 25	25 24	24 23	22 21	$d=2a$
ВСт5as ВСт5ас ВСт5Гas	50—64 46—60	29 29	28 28	27 27	20 20	19 19	17 17	$d=3a$

Notas: 1. Para o aço em chapas e o aço perfilado, cuja espessura ultrapassa 20 mm o valor do limite de escoamento é admitido 1 kN/cm² inferior ao nível indicado.
2. Quando $a > 20$ mm, o diâmetro aumenta no valor da espessura da amostra; a — espessura, d — diâmetro do mandril.

química para todas as categorias de aço, assim como o valor do limite de resistência e do alongamento relativo e as exigências referentes às experiências de dobragem a frio. As normas prevêem também outras características de acordo com as categorias do aço, indicadas na tabela II.3. Uma das mais importantes destas características é a resistência ao choque a entalhe (fig. II.4), que mostra de uma forma indirecta a propensão do aço à destruição frágil e a sua sensibilidade aos estragos de diversos tipos.

Tabela II.3

Características, previstas nas normas, de diversos classes de aço do grupo B de acordo com GOST 380—71 * (+)

Categoria do aço	Tipos de aços de todos os graus de desoxidação e de aços com o teor elevado do manganês	Composição química; σ_t; δ_5; dobragem em 180°	Limite de escoamento σ_e	Resistência ao choque a entalhe		
				com a temperatura em °C		depois da maduração mecânica
				+20	—20	
1	ВСт2—ВСт5	+	—	—	—	—
2		+	+	—	—	—
3	ВСт3—ВСт4	+	+	+	—	—
4	ВСт3	+	+	—	+	—
5		+	+	—	+	+
6		+	+	—	—	+

Nota: O aço das categorias 3, 4, 5 e 6 é fornecido semi-acalmado e calmo. Na base de um acordo entre o destinatário e remetente podem ser fornecidos também os aços efervescentes dos tipos ВСт3 e ВСт4, da categoria 3, que satisfazem as exigências da tabela II.4.

Tabela II.4

Valores da resistência ao choque a entalhe para os aços ВСт3as, ВСт3ac e ВСт3Гas de acordo com GOST 380—71*

Tipo da peça laminada	Posição da amostra em relação ao trem de laminação	Espessura, mm		Resistência ao choque a entalhe, J/cm²		
				não menos de		
		Para os aços ВСт3as e ВСт3ac	Para o aço ВСт3Гas	com a temperatura em °C		depois da maduração mecânica
				+20	—20	
Aço em chapas	de través	5—9	5—9	80(70)	40	40
		10—25	10—30	70(60)	30	30
		26—40	31—40	50(40)	—	—
Aço chato largo	ao longo	5—9	5—9	100	50	50
		10—25	10—30	80	30	30
		26—40	31—40	70	—	—
Aço em barras perfiladas	ao longo	5—9	5—9	110(100)	50	50
		10—25	10—30	100(90)	30	30
		26—40	31—40	90(70)	—	—

Nota: Entre parênteses estão indicados os valores para os aços dos tipos ВСт4 as e ВСт4ac.

2. Aços de resistência alta e especialmente alta

Um dos métodos de economia do aço na construção civil é o emprego dos aços de resistência alta e especialmente alta. Existem vários métodos de elevar a resistência do aço, em particular os seus limites de elasticidade ou de escoamento.

Quando o aço está submetido à tração, depois do limite de elasticidade começam a se desenvolver os deslocamentos plásticos. A resistência do aço a estes deslocamentos pode ser elevada mediante o tratamento térmico (por exemplo, mediante a diminuição dos diâmetros dos grãos, ou violação da regularidade da estrutura cristalina) ou mediante a introdução, na qualidade de ligas, de elementos que formam com o ferro soluções que incluem os carbonetos sólidos (isto é, compostos químicos com o carbono), nitretos (compostos químicos com o nitrogênio), etc.

Diversos elementos exercem diversas influências sobre as propriedades do aço: o carbono (C) aumenta a resistência, diminui a plasticidade e piora um tanto as condições de soldabilidade, por isso o seu teor é limitado ($C \leqslant 0{,}22\%$). O manganês (Mn) eleva um tanto a resistência, tem a propriedade de desoxidação e diminui a influência nociva do enxofre (S), pois se une facilmente a este elemento; no entanto, quando o teor do manganês ultrapassa 1,5%, o aço se torna mais frágil. O silício (Si) também eleva um tanto a resistência e desoxida bem o aço, mas diminui a sua plasticidade, por isso o seu teor também deve ser limitado ($Si \leqslant 0{,}35\%$); a elevação do teor do silício nem sempre exerce uma influência benéfica sobre a soldabilidade do metal e requer um determinado regime da solda. Os aditivos de níquel (Ni) elevam tanto a resistência, como a plasticidade, mas devido à falta deste metal, na construção civil utilizam-se de preferência os aços sem as ligas de níquel. As propriedades mecânicas do aço podem ser elevadas consideravelmente mediante a inclusão de ligas que formam carbonetos e que se dissolvem em ferrita. Trata-se do vanádio (V), cromo (Cr), molibdeno (Mo), boro (B) etc. A influência do nitrogênio (N) exerce dois efeitos: no estado não combinado a influência do nitrogênio é negativa, pois resulta na maduração do aço e aumenta a sua fragilidade, por isso o teor do nitrogênio é limitado ($N \leqslant 0{,}008\%$); no estado combinado o nitrogênio forma nitretos e contribui para tornar mais miuda a estrutura do aço, melhorando desta forma a sua qualidade.

As qualidades mecânicas do aço podem ser melhoradas consideravelmente graças ao tratamento térmico mediante a têmpera com o revenimento posterior ou normalização. O objetivo básico no tratamento térmico é a alteração da estrutura do aço e diminuição das dimensões dos seus grãos, o que contribui para a elevação da sua resistência e do limite de escoamento com uma diminuição insignificante da plasticidade, elevando ao mesmo tempo a sua resistência à destruição frágil.

Os principais métodos do tratamento térmico são a têmpera, recozimento, normalização e revenimento.

A têmpera realiza-se mediante o aquecimento do aço até uma elevada temperatura, que supera o ponto Ac_3 (910° C), o que resulta na formação da estrutura de austenita (ferro-γ); este processo é seguido de arrefecimento rápido com vistas de fixar a solução sólida do carbono no ferro-α (estrutura de martensita). Variando a velocidade do processo de arrefecimento pode-se obter diversas estruturas, com diversos graus da dureza e da finura do grão.

O recozimento é o processo de arrefecimento lento do aço, cuja temperatura foi elevada acima do ponto Ac_3 (910—930° C) e de passagem gradual do ferro para a estrutura perlítica. A normalização é uma espécie de recozimento, mas com o arrefecimento natural ao ar livre, isto é, mais rápido. Tanto recozimento, como a normalização eliminam as tensões internas que surgem em conseqüência da cristalização e da laminagem e resultam no surgimento de uma estrutura ferrítico-perlítica mais estável.

O revenimento consiste do aquecimento até uma temperatura inferior à linha de transformação de fase Ac_1 (723° C) com o arrefecimento posterior para que a estrutura da liga seja mais homogênea e estável. Existe o revenimento à alta temperatura, à temperatura média e à temperatura baixa. No caso do revenimento à alta temperatura (600—650° C) o limite de resistência (ou resistência temporária à ruptura) diminui um tanto, enquanto a plasticidade aumenta. O revenimento à baixa temperatura (350—400° C) freqüentemente piora as características de resistência ao choque a entalhe.

Portanto, a variedade dos métodos de obtenção dos aços de resistência alta e especialmente alta proporciona um grande número de tipos de aço, que são fornecidos de acordo com GOST 19281—73, GOST 19282—73 e condições técnicas especiais. Para se ter uma idéia a respeito da composição química dos aços de liga pobre de diversos tipos em GOST's foi adotado o seguinte sistema de designações: os dois primeiros algarismos mostram o teor médio do carbono em centésimos do por cento, as letras vem a indicar as denominações convencionais dos componentes; manganês (Г), silício (С), cromo (Х), níquel (Н), cobre (Д), vanádio (Ф), boro (Р), molibdênio (М), nitrogênio (А), titânio (Т), alumínio (Ю), fósforo (П); os algarismos que vem depois das letras indicam o teor aproximado do elemento em por centos (em números inteiros), sendo que se indicam somente os valores superiores a 1%. Os componentes cujo teor é inferior a 0,3% não se indicam. A tabela II.5 dá as composições químicas dos aços e a tabela II.6, as suas características mecânicas.

Devido à existência de uma grande variedade dos tipos de aços com características qualitativas próximas, em as RNCC. II-B.3-72 os aços foram divididos em classes de resistência de acordo com as qualidades mecânicas reveladas no processo de tração (tabela II.7), sendo que no numerador indica-se o valor mínimo do limite de resistência à ruptura, suficiente para qualificar a respectiva peça

Tabela II.5

Composição química dos aços de liga pobre em %

GOST ou ЧМТУ	Tipo do aço	Teor dos elementos, %			Outros
		C	Si	Mn	
GOST 19281—73; GOST 19282—73	09Г2	⩽0,12	0,17—0,37	1,4—1,8	Cr, Ni, Cu, 0,3 de cada um
	14Г2	0,12—0,18	0,17—0,37	1,2—1,6	
	16ГС	0,12—0,18	0,4—0,7	0,9—1,2	
	09Г2С	⩽0,12	0,5—0,8	1,3—1,7	
	10Г2С1	⩽0,12	0,9—1,2	1,3—1,65	
	15ГФ	0,12—0,18	0,17—0,37	0,9—1,2	Cr, Ni, Cu, 0,3 de cada um; V 0,05—0,1
	15ХСНД	0,12—0,18	0,4—0,7	0,4—0,7	Cr 0,6—0,9; Ni 0,3; Cu 0,2—0,4
	10ХСНД	0,12	0,8—1,1	0,5—0,8	Cr 0,6—0,9; Ni 0,6—0,8; Cu 0,4—0,6
	15Г2СФ	0,12—0,18	0,4—0,7	1,3—1,7	V 0,05—0,1; Cr, Ni, Cu ⩽0,33
	16Г2АФ	0,14—0,2	0,3—0,6	1,3—1,7	V 0,08—0,14; Cr ⩽0,4; Ni, Cu ⩽0,3
ЧМТУ ЦНИИЧМ 1389-65	15ХГ2СФМР	0,12—0,18	0,4—0,7	1,5—1,8	V 0,05—0,1; Cr 0,4—0,7; Ni, Cu ⩽0,3; Mo 0,15—0,25; B 0,002—0,005
ЧМТУ 1-644-69; ЧМТУ 1-45-67	12Г2СМФ; 14ГСМФР	0,09—0,15	0,4—0,7	1,2—1,6	V 0,07—0,15; Mo 0,15—0,25; Cr, Ni, Cu ⩽0,3

Nota: Para os aços de todos os tipos o teor de S ⩽ 0,04 %, P ⩽ 0,035 %.

Tabela II.6

Características mecânicas dos aços de liga pobre

Tipo do aço	Espessura da peça laminada, mm	Fornecimento sem um tratamento especial						Fornecimento após o tratamento térmico (têmpera + revenimento)						Coeficiente aproximado de encarecimento em relação ao Cr3
		no caso de tração			resistência ao choque a entalhe, J/cm², com a temperatura em °C			espessura da peça laminada, mm	no caso de tração			resistência ao choque a entalhe, a_k, J/cm², com a temperatura em °C		
		σ_t, kN/cm²	σ_e, kN/cm²	δ_5, %	+20	—40	—70		σ_t, kN/cm²	σ_e, kN/cm²	δ_5, %	—40	—70	
09Г2	4—20 21—32	45	31 30	21	— —	30 40	— —	10—20 —	52 —	40 —	19 —	50 —	30 —	1,15
14Г2	4—10 11—32	47 46	34 33	21	— —	35 30	— —	5—9 10—32	— 54	— 40	— 18	— 40	— 30	1,17 (1,3)
16ГС	4—10 11—20 21—32 33—60	50 49 48 47	33 32 30 29	21	 60 60 60	40 30 30 30	30 25 25 25	10—32	52	40	18	40	30	—
09Г2С	4—10 11—20 21—32 33—60	50 48 47 46	35 33 31 29	21	 60 60 60	40 35 35 35	35 30 30 40	—	—	—	—	—	—	—
10Г2С1	4—10 11—20 21—32 33—60	52 51 50 48	38 36 35 34	21	 60 60 60	40 30 30 30	30 25 25 25	10—40	54	40	19	50	30	1,2 (1,33)

15ГФ	4—10 11—20 21—32	52 52 48	38 36 34	21	—	40 30 30	—	—	—	—	—	—	—	1,28
15ХСНД	4—32	50	35	21	—	30	30	10—32	60	50	17	40	30	1,42 (1,56)
10ХСНД	4—15 16—40	54 52*	40	19	—	40 50	30 30	16—40	52*	40	—	—	—	1,67
16Г2АФ	4—40	60	45	18	—	—	30	—	—	—	—	—	—	1,45
15Г2СФ	5—32	56	40	18	—	35	—	12—32	60	50	17	50	—	1,27 (1,42)
12Г2СМФ	—	—	—	—	—	—	—	8—30	75	60	13	35		1,68
15ХГ2СФР	—	65	50	15	—	30	—	—	—	—	—	—	—	1,95
15ХГ2СФМР	—	80	60	13	—	30	—	—	85	75	12	40	—	2,16

* Os valores σ_t do aço do tipo 10ХСНД de espessura superior a 15 mm dizem respeito somente aos aços fornecidos depois do tratamento térmico.

Notas: 1. Os aços de todos os tipos devem satisfazer à prova de dobragem a frio em 180° com $c = 2a$, sendo c a espessura do mandril e a, a espessura da peça laminada.

2. O valor mínimo da resistência ao choque a entalhe com a temperatura de 20°C de acordo com GOST 9454—60 após a maduração mecânica (de acordo com GOST 7268-67) não deve ser inferior a 30 J/cm².

3. Os algarismos entre parênteses dizem respeito aos aços submetidos ao tratamento térmico. O custo das peças laminadas do aço do tipo ВСт3кп foi adotado de acordo com a lista de peças N° 01—09 com os acréscimos necessários e o custo da ferragem 120 rublos por 1 tonelada.

Característica dos aços empregados na construção

Grupo de resistência	Classe de resistência	Tipo do aço	Resistência nominal à tração, kN/cm²	Condições de fornecimento	GOST ou ЧМТУ
Comum $\sigma_e \approx 0{,}6\ \sigma_t$	C38/23	ВСт3, ВСт3Гаs, М16С	21	Aço laminado a quente	GOST 380—71 GOST 6713—53
Elevada $\sigma_e \leqslant 0{,}75\ \sigma_t$	C44/29	09Г2, 16ГС, 09Г2С	26	"	GOST 19281— GOST 19282—
	C46/33	14Г2, 10Г2С1, 15ХСНД	29	"	
	C52/40	15Г2СФ	34	"	
		10ХСНД; 14Г2т/о; 10Г2С1т/о		Melhorado por meio do tratamento térmico (têmpera + revenimento)	
Alta $\sigma_e \geqslant (0{,}75—0{,}8)\ \sigma_t$	C60/45	16Г2АФ	38	Melhorado por meio do tratamento térmico (normalização)	
		15Г2СФт/о, 15ХСНДт/о		Melhorado por meio do tratamento térmico (têmpera + revenimento)	
	C70/60	12Г2СМФ, 14ГСМФР	45	idem	ЧМТУ 1-644- ЧМТУ 1-45-6
	C85/75	15ХГ2СМФР	53	Melhorado por meio do tratamento térmico	ЧМТУ 1389-6

Nota: O aço submetido ao tratamento térmico é designado com o sinal т/о.

Tabela II.8

Características econômicas comparativas (aproximadas) dos aços de resistência alta e elevada

Índice	Aço				
	comum	de resistência elevada		de alta resistência	
Classe de resistência do aço	C38/23	C46/33	C52/40	C60/45	C70/60
Resistência nominal, kN/cm²	21	29	34	38	45
Tipo do aço	ВСт3	10Г2С1	15Г2СФ	16Г2АФ	14ГСМФР
Coeficiente de redução do peso da estrutura (médio)	1	0,82	0,75	0,7	0,65
Aumento médio do preço de fabricação e de montagem das estruturas	1	1,08	1,15	1,2	1,27
Coeficientes aproximados do custo total da construção levando-se em conta e encarecimento do aço	1	1,01	1,04	1,1	1,15—1,2
Percentagem de diminuição da massa das estruturas metálicas	0	18	25	30	35

como defeituosa, em kN/cm² (kgf/mm²), e no denominador o valor mínimo do limite de escoamento[1].

A aplicação de aços de resistência alta e especialmente alta diminui a massa das estruturas metálicas em 15—30%. Estes aços utilizam-se, sobretudo, nas estruturas pesadas, que exigem uma grande quantidade de metal, assim como nas estruturas exploradas nas condições de baixas temperaturas, pois os aços de liga pobre são menos propensos à destruição frágil. No entanto, o custo destas estruturas não é inferior aos das estruturas de aço Ст3 e é inclusive superior a estes devido a um certo encarecimento do custo do metal e da fabricação das estruturas, especialmente quando se trata dos aços de resistência muito alta (tabela II.8).

Entre os numerosos aços de resistência alta serão utilizados em primeiro lugar os aços, que têm o custo inferior, tendo, no entanto as características mecânicas e outras características qualitativas necessárias (soldabilidade, maduração, etc.). O aumento do custo depende em grande parte da introdução de uma liga e da necessidade

[1] Se não existe uma plataforma de escoamento bem visível, adota-se como limite de escoamento a tensão que corresponde ao alongamento permanente específico 0,2% ($\sigma_{0,2}$).

de aplicação de tratamento [illegible]
e o aço obtido por meio do tratamento térmico mais simples (normalização), têm certas vantagens econômicas. De acordo com as características de resistência a esta categoria podem ser atribuídos os aços dos tipos 09Г2С, 14Г2, 10Г2С1, 15Г2СФ, 16Г2АФ.

Na tabela II.8 são dados os cálculos aproximados comparativos de projeção e de orçamento para um anteprojeto em que se empregam os guindastes adaptados para o trabalho em condições pesadas; nos cálculos leva-se em consideração o coeficiente de encarecimento do aço de acordo com a tabela II.6.

A medida que começa a utilização de aços de tipos acima indicados, diminuição do custo da sua fabricação e fabricação de estruturas de aço mais resistente, as divergências dos custos devem diminuir. O aço comum do tipo Ст3 classe С38/23 tem a relação $\sigma_e/\sigma_t \approx \approx 0{,}6$, sendo o alongamento relativo $\varepsilon = 21\%$, o que significa que este material tem uma grande margem de trabalho plástico. O aço de resistência alta, que pode ser caracterizado pela relação $\sigma_e/\sigma_t \leqslant 0{,}75$ e alongamento relativo $\varepsilon \geqslant 17\%$, diminui a margem de trabalho plástico. As duas últimas classes de aços de alta resistência que se caracterizam por $\sigma_e/\sigma_t \approx 85$ e $\varepsilon \geqslant 12 \ldots 13\%$ têm uma margem pequena de trabalho plástico; o rompimento de respectivas amostras verifica-se com deformações relativamente pequenas mas com as altas tensões.

3. Ligas de alumínio

Nas estruturas de construção utilizam-se ligas de alumínio com elementos de magnésio, manganês, silício, cobre, etc. Para tornar a nossa exposição mais concisa iremos denominar as estruturas feitas das ligas de alumínio simplesmente estruturas de alumínio.

As ligas de alumínio dividem-se em obtidas por meio da fundição (estas peças utilizam-se na construção de máquinas), e deformáveis (obtidas por meio da pressão, ou seja, estiramento, laminação, estampagem, etc.); estas últimas empregam-se na construção civil.

O endurecimento das ligas consegue-se não somente por meio da introdução de ligas, mas também mediante o tratamento mecânico, isto é, deformação a frio das peças brutas: endurecimento superficial do metal a frio, endurecimento por martelagem, estiramento. Algumas peças são submetidas também ao tratamento térmico (têmpera, maduração, etc.).

Nas ligas fazem-se marcas correspondentes aos elementos que foram introduzidos nelas:

АМг—ligas de alumínio e magnésio (a marcação АМг6 vem a designar que o teor do magnésio nesta liga é de cerca de 6%);

АМц—liga de alumínio e manganês;

АВ («avial») e АД—ligas de alumínio com magnésio e silício;

Д1, Д16, etc.—duralumínios (o algarismo designa o número da

nésio e cobre;

B—ligas de alta resistência (B65, B92, etc.), compostas sobretudo de alumínio, magnésio, cobre e zinco; estas ligas são mais caras.

As ligas marcadas com as letras АД correspondem às ligas de alumínio deformáveis produzidas de acordo com o padrão internacional; as cifras vem a designar o número da liga (АД31, АД33).

O estado em que se fornece o material também é designado com letras: recozido—M (macio); temperado o submetido ao processo de maduração natural—T (se o material foi submetido à maduração artificial—T1); submetido ao endurecimento superficial a frio (ou ao endurecimento por martelagem)—H; submetido ao processo parcial de endurecimento superficial a frio—П.

O tratamento térmico permite elevar as características de resistência de uma liga em 30—50%, mas este processo diminui os alongamentos relativos. Ao tratamento térmico são submetidos os duralumínios, «avial» e as ligas de alta resistência. O duralumínio do tipo Д16-T é uma liga resistente recomendada para as estruturas rebitadas; a sua soldagem é difícil pois se verifica o recozimento da zona junto da costura, o que acarreta às vezes a formação de fissuras. O duralumínio é menos resistente à corrosão.

As ligas AB e АД submetidas ao tratamento térmico podem ser utilizadas para as estruturas soldadas, desde que estas últimas sejam submetidas depois ao tratamento térmico; isto é indispensável para elevar a resistência da junta soldada, pois a resistência da costura constitui cerca de 60% da resistência do metal básico.

As ligas AMr e AMц não podem ser submetidas ao processo de endurecimento térmico. As ligas AMr6 e АД33, têm boas características mecânicas e de soldabilidade e por isso são utilizadas sobretudo nas estruturas soldadas; elas caracterizam-se por um nível de resistência bastante alto à corrosão. A liga AMц é pouco resistente, tem boas características de soldabilidade, resiste bem à corrosão e é relativamente barata.

§ 8. TRABALHO DO AÇO NA ESTRUTURA

1. Trabalho elástico e plástico do aço. Fenômeno de escoamento

O trabalho do aço num elemento que se encontra no estado de tensão depende grandemente da estrutura do aço. O trabalho do aço num elemento é influenciado em grande parte pela distribuição não uniforme das tensões al longo da seção, o que se deve aos concentradores da tensão. Estes últimos exercem uma influência especialmente negativa quando existem cargas variáveis, baixas temperaturas e alguns outros fatores que diminuem o setor do trabalho plástico do metal e contribuem para o surgimento de destruições frágeis perigosas.

O aço com baixo teor de carbono é um corpo cristalino, composto de inúmeros cristais que têm as mais diversas orientações. Dentro dos cristais os átomos estão dispostos numa determinada ordem, formando um retículo espacial. Entre os átomos existem forças equilibrantes de interação. Os cristais são orientados de diversas maneiras, mas o seu número é tão grande que permite considerar que o metal tem propriedades iguais em todos os sentidos.

Sob a ação de uma carga aplicada ao elemento os átomos dentro do corpo sofrem uma pequena deslocação, e as forças de interação entre elès mudam; em conseqüência disso a forma dos cristais e o retículo atômico sofrem uma certa desfiguração. Retirada a carga, a forma dos cristais e de todo o retículo atômico se restabelece e os átomos ocupam os seus lugares anteriores, restabelecendo-se as forças de interação iniciais. Nos limites de pequenos deslocamentos a dependência entre as variações das forças de interação é quase linear (dependência de Hooke) e a deformação é elástica, caracterizando-se pelo restabelecimento das suas propriedades depois da retirada das cargas.

Quando um elemento está submetido à ação de uma carga que ultrapassa as tensões do limite de elasticidade, surgem deformações relacionadas aos deslocamentos tangenciais no retículo cristalino; depois da retirada da carga restabelece-se apenas a componente elástica dos deslocamentos e surge uma deformação permanente que caracteriza as propriedades plásticas do material. O surgimento de cisalhamentos plásticos nos grãos com o retículo cristalino orientado em diversos sentidos não é um processo simultâneo. Quando se acumula uma determinada quantidade destes cisalhamentos (ou deformações) (o chamado pacote de cisalhamentos) nas amostras surgem linhas características (as chamadas linhas de Tchernov—Liuders), orientadas aproximadamente sob um ângulo de 40°—45° em relação à linha de aplicação das forças (fig. II.4, *a*, *b*). Estas linhas visíveis são vestígios dos deslocamentos plásticos das camadas de metal, ou interseções da superfície do corpo com os planos de deslizamento, ao longo dos quais algumas partículas do metal como se estivessem a doslizar em relação a outras sem violar a integridade do metal. Depois da retirada da carga estas linhas ficam e a sua orientação coincide basicamente com a orientação das tensões tangenciais máximas.

O mecanismo de surgimento dos cisalhamentos plásticos e do escoamento do material é explicado na base da teoria de deslocamentos.

Na estrutura do metal sempre existem muitos defeitos, que surgem no processo de cristalização e de formação dos grãos e em conseqüência da ação mecânica ulterior da laminação. Existem defeitos de ponto e defeitos estruturais que violam a regularidade do retículo cristalino. Pode-se mencionar como exemplos de defeitos de ponto a ausência de um átomo num nó do retículo (fig. II.5), ou a substituição do átomo no nó do retículo por um átomo «estranho», ou

a introdução de um átomo excessivo no espaço entre os nós, etc. Nestes casos mudam um tanto as forças de interação ou os campos de tensão entre os átomos. Sob a influência de variações da temperatura ou com o correr do tempo estes defeitos podem mudar, exercendo uma certa influência sobre as propriedades mecânicas do material (maduração). Porém, o mais importante papel nas propriedades mecânicas do material desempenham os defeitos lineares estruturais, denominados deslocamentos. No processo de cristalização e de formação dos grãos verifica-se a violação da regularidade do retículo cristalino. Pode-se imaginar, por exemplo, que entre os dois planos estruturais «regulares» está introduzido mais um plano, cuja extremidade forma um defeito, a linha de deslocamento, designada com o sinal ⊥ (fig. II.5), ou imaginar um defeito em forma de um «corte» do retículo e de um deslocamento relativo ao longo de uma linha helicoidal, isto é, um deslocamento helicoidal. Sob a ação das forças externas verifica-se o movimento gradual destas linhas de deslocamento de um átomo a outro e forma-se uma nova posição (deslocada) do retículo, isto é, surge um cisalhamento sem a violação da integridade do material.

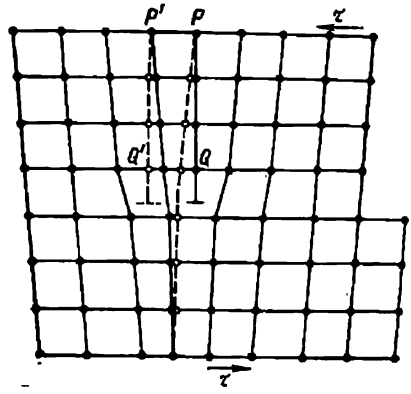


Fig. II.5. Defeitos de uma rede cristalina

Uma vez que a difusão dos deslocamentos é gradual (da mesma forma que a difusão de uma onda solitária), o esforço indispensável para a deformação tangencial é muitas vezes inferior ao esforço teórico determinado para uma estrutura cristalina ideal, quando é preciso vencer a resistência de todos os nós da estrutura de uma vez.

No caso de tração de uma amostra o plano de deslizamento em diversos grãos tem diversas orientações, pois o retículo cristalino é orientado em diversos sentidos e as deformações tangenciais nos grãos não começam simultaneamente. Depois de atingir os limites dos grãos os deslocamentos acumulam-se, acrescentando-se novos e novos, a densidade dos deslocamentos aumenta, surgem os pacotes de deformações tangenciais (cisalhamentos), o que caracteriza a fluência do material. A existência de inclusões perlíticas e nos aços com liga também de inclusões de carbonetos que são ainda mais duros, etc. impede os deslocamentos, elevando o limite de escoamento. A medida do aumento da carga, o material torna-se novamente mais sólido devido ao desenvolvimento de deslocamentos orientados em diversos sentidos e à formação, por causa disso, de blocos, também orientados em diversos sentidos, que impedem o desenvolvimento ulterior de deslocamentos. Depois da retirada da carga surge uma deformação permanente, mas o limite de elasti-

cidade eleva-se de acordo com os deslocamentos existentes. Este fenômeno denomina-se *endurecimento*. Portanto, os deslocamentos desempenham um papel duplo: quando a sua densidade é pequena eles tornam o material mais resistente impedindo a proliferação de deformações plásticas, mas quando a sua densidade é grande, tornam o material menos resistente ou utilizando uma expressão figurada, mais fofo. A acumulação de grandes cisalhamentos plásticos e o desenvolvimento das tensões tangenciais podem levar à destruição total, ou seja, à violação da integridade.

Existe a destruição plástica, causada por um corte, destruição frágil, causada por uma ruptura, e a destruição mista.

No caso da destruição plástica, os deslocamentos que se acumulam no material, concentram-se em determinados locais fazendo surgir os poros microscópicos e uma gola (isto é, o adelgaçamento do material). Quando a diferença entre as velocidades dos deslocamentos atinge um determinado nível, surgem as próprias microtensões que podem superar a resistência à ruptura acarretando o surgimento de microgretas. As microgretas redistribuem as próprias tensões e contribuem ora para o desenvolvimento ulterior dos microconcentradores, ora para o surgimento de fissuras em outros locais; estas gretas desenvolvem-se resultando na destruição do material. Portanto, o processo de destruição plástica passa por duas etapas: o surgimento da fissura e o desenvolvimento da fissura, ou seja, a etapa da sua proliferação até a destruição do material.

As tensões tangenciais e as deformações plásticas, devidas à difusão dos deslocamentos, são as causas determinantes da destruição plástica, mas a própria violação da integridade do material é um resultado da ruptura quando a energia superficial acumulada das gretas ultrapassa a energia das ligações atômicas.

A destruição frágil (a ruptura) é uma conseqüência do grande desenvolvimento das deformações plásticas do aço, beirando as deformações de destruição, quando a probabilidade da existência de deformações tangenciais plásticas é pequena. A destruição frágil surge normalmente quando as tensões normais são bastante altas. A resistência do metal à ruptura depende em grande parte da sua estrutura. O metal de grão grosso tem a resistência à ruptura menor e o limite de escoamento mais baixo, enquanto o metal de grão fino tem ambas as características mais elevadas. Na realidade, uma das tarefas básicas do tratamento térmico do metal e da introdução de ligas consiste precisamente em obter uma estrutura homogênea de grão fino que eleva as características de resistência e em criar certas condições que impeçam os deslocamentos.

Para explicar a destruição frágil do metal é preciso renunciar à idéia de que este é um material compacto. Num metal real sempre existem defeitos em forma de poros e fissuras microscópicas que podem desenvolver-se e fundir-se, formando macrogretas quando a peça estiver submetida a uma tensão relativamente pequena. Uma fissura representa um poderoso concentrador de tensões: ela como

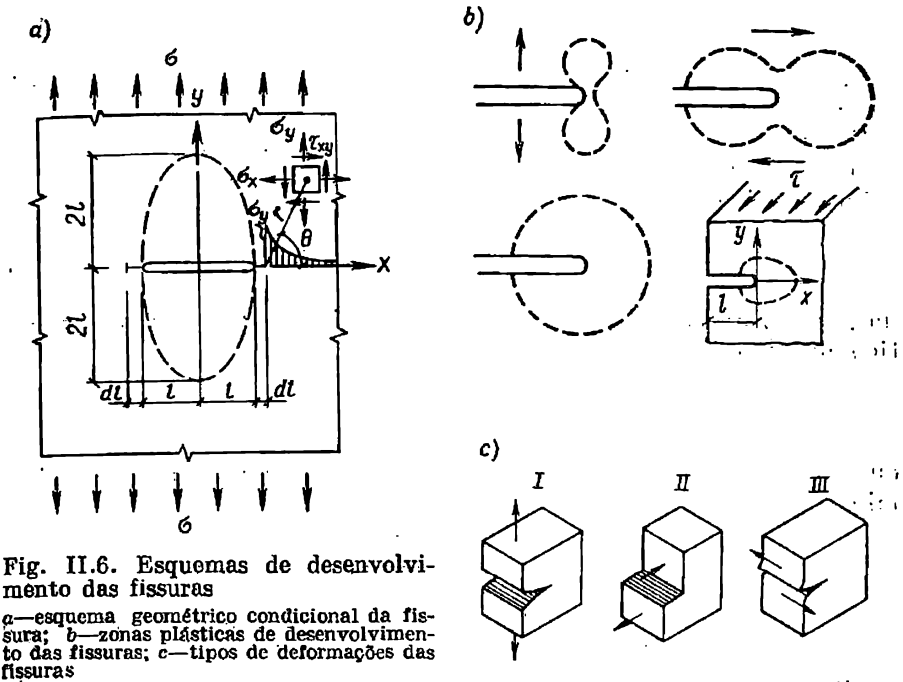


Fig. II.6. Esquemas de desenvolvimento das fissuras

a—esquema geométrico condicional da fissura; *b*—zonas plásticas de desenvolvimento das fissuras; *c*—tipos de deformações das fissuras

se estivesse concentrando no seu cume a energia elástica que se libertou depois da sua formação e dirigindo esta energia para vencer a resistência do material ao avanço ulterior da fissura. Se esta resistência é relativamente grande (num metal plástico, por exemplo), a fissura pode parar por ficar «atolada». No caso contrário ela pode aumentar irreversivelmente, provocando a destruição em avalanche do corpo. Portanto, a destruição frágil que se verifica no caso de deformações gerais pequenas representa um processo de surgimento e de desenvolvimento progressivo de fissuras.

As condições energéticas de desenvolvimento de fissuras no material frágil foram analizadas pela primeira vez por A. Griffits. Suponhamos que numa placa infinitamente elástica de espessura δ submetida à tração uniaxial com tensão nominal σ formou-se uma fissura em forma de um corte infinitamente fino, de comprimento $2l$ (fig. II.6, *a*). Em conseqüência do descarregamento da parte do corpo situada junto da fissura, que pode ser representada condicionalmente em forma de uma elipse com os semi-eixos l e $2l$ e área $2\pi l^2$, libertou-se a energia elástica $W = \frac{\sigma^2}{2E} 2\pi l^2 \delta = \frac{\sigma^2}{E} \pi l^2 \delta$, sendo $\frac{\sigma^2}{2E} = \frac{\sigma\varepsilon}{2}$ a energia potencial por uma unidade do volume do corpo no caso do estado de tensão uniaxial. Para formar as duas superfícies vizinhas de uma fissura foi preciso despender a energia $A = 2 \cdot 2l\delta\gamma$,

sendo γ a densidade da energia superficial[1], que depende da resistência do material à abertura da fissura. O critério energético do crescimento da fissura, isto é, da passagem de l a $l + dl$ é manifestado como diferença dos potenciais dW e dA. Quando $dW - dA > 0$, a fissura desenvolve-se, quando $dW - dA < 0$, o seu comprimento não aumenta, e quando $dW - dA = 0$, a fissura encontra-se no estado crítico de equilíbrio instável. Para este estado temos

$$\frac{\sigma^2}{E} 2\pi l\delta\, dl - 4\gamma\delta\, dl = 0 \quad \text{ou} \quad \frac{\sigma^2 \pi l}{E} - 2\gamma = 0, \qquad \text{(II.3)}$$

daí, sendo dado o valor de σ, pode-se calcular o comprimento crítico da fissura

$$l_{cr} = \frac{2\gamma E}{\pi\sigma^2} = \frac{K_{cr}^2}{\pi\sigma^2}, \quad \text{onde } K_{cr} = \sqrt{2\gamma E},$$

ou quando é conhecido o comprimento da fissura, podemos determinar a tensão nominal crítica

$$\sigma_{cr} = \sqrt{\frac{2\gamma E}{\pi l}}.$$

Portanto, quanto menor é o valor de σ, tanto maior é a dimensão crítica das possíveis fissuras. Quanto menor é o comprimento das fissuras iniciais, tanto maiores são as tensões que o material pode suportar sem o desenvolvimento das fissuras.

Com o melhoramento das propriedades plásticas do metal a densidade da energia superficial γ aumenta bruscamente, o que está ligado à necessidade de realizar um trabalho consideravelmente maior para as deformações plásticas que se verificam no caso de desenvolvimento das fissuras. É importante também o efeito de arredondamento da fissura devido à formação de um setor plástico junto do seu cume (fig. II.6, *b*); este efeito suaviza a concentraçao das tensões. Por isso, com o aumento da plasticidade os valores críticos σ_{cr}, l_{cr}, e por conseguinte, a resistência do metal à fissuração, aumentam.

A equação (II.3) pode ser escrita em outra forma equivalente

$$\sigma \sqrt{\pi l} = \sqrt{2\gamma E}, \qquad \text{(II.4)}$$

onde a parte esquerda denomina-se coeficiente de intensidade das tensões $K = \sigma \sqrt{\pi l}$, que tinha sido introduzido por G. Irvin, e a parte direita é o valor crítico deste coeficiente $K_{cr} = \sqrt{2\gamma E}$ que caracteriza a resistência do material ao avanço da fissura e que é,

[1] Para o material cuja destruição é acompanhada de deformações plásticas G. Irvin e E. Orovan propuseram uma noção mais ampla da densidade eficiente da energia superficial, estendo-a para a esfera do trabalho plástico do material. Ver **L. M. Kachanov**, Fundamentos da mecânica de destruição. M., «Nauka», 1974, p. 310; **V. Z. Parton e E. M. Morosov**, Mecânica da destruição plástico-elástica. M., «Nauka», 1974, p. 415.

em determinados ... constante. Quanto maior é o valor de K_{cr}, tanto maior é a resistência do material à fissuração (propriedades da ductilidade da destruição).

O coeficiente $K = \sigma \sqrt{\pi l}$, calculado na base da condição energética, é, quanto à sua forma, um critério da força, ligado tanto ao estado de tensão geral, como local. Com efeito, as tensões nos arredores do cume da fissura são expressas por meio do coeficiente de intensidade das tensões, o que vem das seguintes fórmulas assintóticas[1]:

$$\sigma_y = \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} f_1(\theta); \quad \sigma_x = \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} f_2(\theta);$$

$$\tau_{xy} = \frac{K}{\sqrt{2\pi r}} f_3(\theta), \qquad \text{(II.5)}$$

onde r, θ são as coordenadas polares do ponto, para o qual se calculam as tensões, em relação ao cume da fissura (fig. II.6, *a*); sobre a continuação da fissura, isto é, quando $\theta = 0$ $f_1(\theta) = f_2(\theta) = 1$; $f_3 = 0$.

O caso que acabamos de examinar pertence às deformações do primeiro tipo—abertura de fissuras (fig. II.6, *c*), por isso os respectivos coeficientes são designados K_I e K_{Icr}. Para o segundo tipo, deformação tangencial e para o terceiro tipo, deformação tangencial-helicoidal e deformação antiplana, introduzem-se os coeficientes K_{II}, K_{IIcr}, e K_{III}, K_{IIIcr}, sendo que $K_{II} = K_{III} = \tau \sqrt{\pi l}$, onde τ é a tensão tangencial nominal.

Depois da elaboração de métodos padronizados de determinação dos coeficientes críticos de intensidade das tensões e estabelecimento dos seus valores normativos para os aços de diversos tipos e para as diversas condições de carregamento, são criadas as premissas para o cálculo da resistência, o que permite prevenir a destruição frágil mediante a verificação das desigualdades: $K_I < K_{Icr}$; $K_{II} < K_{IIcr}$; $K_{III} < K_{IIIcr}$.

2. Trabalho do aço no caso do estado de tensão complexo

O estudo de uma amostra submetida à tração permite estebelecer o limite de escoamento σ_e no caso do estado de tensão uniaxial. No caso do estado de tensão complexo (por exemplo, quando durante a flexão atuam simultaneamente as tensões normais e tangenciais) a passagem para o estado plástico, de acordo com a teoria energética da resistência, caracteriza-se pelo valor extremo do trabalho específico da deformação do corpo (sendo que a deformação tangencial dos cristais modifica apenas a forma do corpo, sem alterar o seu volume).

---

[1] **Muskhelichvili N. I.** Alguns problemas básicos da teoria matemática da elasticidade. M., «Nauka», 1966.

Esta passagem para o estado plástico é expressa normalmente por meio da tensão reduzida, igualando-a ao limite de escoamento, determinado no caso de tração simples.

Ao deduzir a condição de plasticidade de acordo com a teoria energética adota-se como premissa que, no caso do estado de tensão complexo, a quantidade da energia potencial específica da variação da forma do corpo não deve ultrapassar a energia potencial específica da tração uniaxial.

O trabalho específico da deformação do corpo no caso da tração uniaxial pode ser representado como relação entre o trabalho elástico, despendido para a tração (este trabalho é igual à metade do produto do valor extremo da força pelo valor do alongamento extremo) e o volume do corpo

$$V_0 = \frac{V}{Fl} = \frac{0{,}5P\Delta l}{Fl} = \frac{0{,}5P\frac{Pl}{EF}}{Fl} = \frac{P^2}{2F^2E} = \frac{\sigma^2}{2E} \qquad \text{(II.6)}$$

Vejamos um paralelepípedo elementar, destacado do corpo, com dimensões iguais a 1, sendo os seus principais planos livres das tensões tangenciais e as principais tensões normais σ_1, σ_2 e σ_3 aplicadas nas suas arestas. O seu trabalho específico no caso do estado de tensão complexo tridimensional será expresso da seguinte forma:

$$V_0^{\text{compl}} = \frac{1}{2}\sigma_1\varepsilon_1 + \frac{1}{2}\sigma_2\varepsilon_2 + \frac{1}{2}\sigma_3\varepsilon_3,$$

sendo ε o respectivo alongamento relativo.

Uma vez que

$$\varepsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E} - \frac{\mu\sigma_2}{E} - \frac{\mu\sigma_3}{E},$$

onde μ é o coeficiente da deformação transversal (coeficiente de Poisson), adotado para o aço igual a 0,3 (daí vem a anotação ε_2 e ε_3); então introduzindo estes valores obtemos

$$V_0^{\text{compl}} = \frac{1}{2E}[(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2) - 2\mu(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3)]. \qquad \text{(II.7)}$$

Destaquemos a parte da energia específica que corresponde apenas à variação da forma do corpo característica para a deformação plástica (fluidez plástica). Como se sabe, para isso deve-se adotar $\mu = 0{,}5$. O trabalho específico no caso do estado de tensão complexo tridimensional despendido somente para alterar a forma do corpo, pode ser expresso mediante a fórmula (II.7), após a introdução de $\mu = 0{,}5$; em conseqüência disso obtemos $V_{0\,\text{form}}^{\text{compl}}$.

De acordo com a teoria energética obtemos a condição de plasticidade no caso do estado de tensão complexo igualando $V_{0\,\text{form}}^{\text{compl}} = V_0$. Esta condição pode ser expressa em forma da tensão reduzida se de ambos os membros das fórmulas (II.6) e (II.7) após a substi-

tuição $\mu = 0{,}5$ for extraída a raiz quadrada

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_1\sigma_3 + \sigma_2\sigma_3)} = \sigma_e. \qquad (II.8)$$

Portanto, a tensão reduzida é a tensão do estado de tensão uniaxial que, de acordo com a condição de passagem para o estado plástico, corresponde ao estado de tensão dado complexo.

Para o estado de tensão plano, por exemplo, num elemento recortado de um invólucro, onde as tensões normais σ_1 e σ_2 desenvolvem-se em dois sentidos mutuamente perpendiculares, o estado limite pode ser expresso mediante a tensão reduzida ($\sigma_3 = 0$), se $\sigma_e = R$,

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2} = R. \qquad (II.9)$$

No caso da flexão simples, quando existem dois componentes do estado de tensão, isto é, as tensões normais e tangenciais, por exemplo, numa viga simples que tem as tensões

$$\sigma_x = \frac{M_x}{W_x} \quad \text{e} \quad \tau_{xy} = \frac{QS_x}{J_x\delta},$$

as principais tensões são:

$$\sigma_1 = \sigma_x/2 + \sqrt{(\sigma_x/2)^2 + \tau_{xy}^2} \quad \text{e}$$

$$\sigma_2 = \sigma_x/2 - \sqrt{(\sigma_x/2)^2 + \tau_{xy}^2}. \qquad (II.10)$$

Substituindo estas expressões na fórmula (II.9) obtemos a tensão reduzida para a flexão transversal

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2} = R. \qquad (II.11)$$

Desta fórmula pode-se obter a condição de escoamento para os valores máximos possíveis das tensões tangenciais no caso de cisalhamento puro, isto é, quando $\sigma_x = 0$ (considerando $R = \sigma_e$):

$$\tau_e = \sigma_e/\sqrt{3} = 0{,}577\sigma_e \approx 0{,}6\sigma_e.$$

O módulo de elasticidade no caso do cisalhamento (ou módulo de cisalhamento) para o aço G é admitido igual a 8400 kN/cm^2.

Para o estado de tensão plano com os três componentes do estado de tensão (σ_x, σ_y e τ_{xy}) a tensão reduzida é

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leqslant R^1.$$

Se no estado de tensão plano, a tensão numa chapa atinge num determinado sentido o limite de escoamento para a tração (por exemplo, $\sigma_1 = +\sigma_e$), o material resulta praticamente incapaz de suportar as tensões de compressão em outro sentido. Para que seja cumprida a condição $\sigma_2 \neq 0$, é preciso diminuir a tensão σ_1, isto é, deve ser observada a condição $\sigma_1 < \sigma_e$.

[1] Estas questões estão expostas mais pormenorizadamente nos cursos de resistência dos materiais, por exemplo: Feodóssiev V. I. Resistência dos Materiais. Ed. «Silva Lopez», Portugal, 1973.

Se a tensão numa chapa atinge num determinado sentido o limite de escoamento para a compressão ($\sigma_1 = -\sigma_e$), a chapa pode ser submetida a importantes tensões de compressão em outro sentido ($-\sigma_2$), mas resulta praticamente incapaz de resistir às tensões de tração ($+\sigma_2 = 0$)[1].

3. Esforço de compressão no aço

O aço em forma de elementos curtos, quando submetido à compressão, porta-se da mesma forma que no caso de tração. Os valores do limite de escoamento, do módulo de elasticidade e do setor de escoamento no diagrama são iguais aos respectivos valores no caso de tração. No entanto, as amostras curtas de aço plástico não podem ser destruídas mediante a compressão; portanto, o limite de resistência não pode ser determinado, pois a amostra resulta achatada.

A situação é diferente quando se trata da compressão de elementos, cujo comprimento supera várias vezes a largura da seção transversal (os elementos flexíveis). Neste caso o elemento pode perder a sua capacidade de resistir às cargas externas não em conseqüência da destruição do material, mas por causa da perda da estabilidade (flexão longitudinal).

4. Fenômeno de fragilidade nos aços

A fragilidade caracteriza-se pela destruição do material no caso de deformações pequenas, dentro dos limites do trabalho elástico. A destruição realiza-se mediante a ruptura; o diagrama de tração tem a forma mostrada na fig. II.7, *a*, sem o setor correspondente ao setor de escoamento e sem o estado plástico.

A fragilidade determina-se por diversas qualidades dos aços, que dependem da sua composição química e do tratamento térmico ou mecânico a que eles foram submetidos; a fragilidade determina-se também por certas condições de trabalho que se caracterizam pela distribuição do fluxo das linhas de força que provocam o estado de tensão complexo; este último depende da forma do corpo (fig. II.8, *d*). Entre as condições que contribuem para o surgimento da fragilidade, deve-se mencionar os fenômenos que provocam o endurecimento a frio, maduração, irregularidades na distribuição das tensões, assim como variações devidas à temperatura. O estado frágil do material contribui freqüentemente para o surgimento de fraturas que resultam na destruição da estrutura. Por isso o desenhista deve fazer o projeto de forma a evitar as condições capazes de acarretar a destruição frágil das estruturas.

---

[1] **Baldin V. A., Guemmerling A. V., Trofimov V. I.** Pesquisas experimentais do trabalho plástico-elástico do aço com baixo teor do carbono solicitado por cargas simples e complexas. Ver este capítulo no livro: Pesquisas de estruturas de aço. M., Editora estatal de livros sobre a construção civil e arquitetura, 1956.

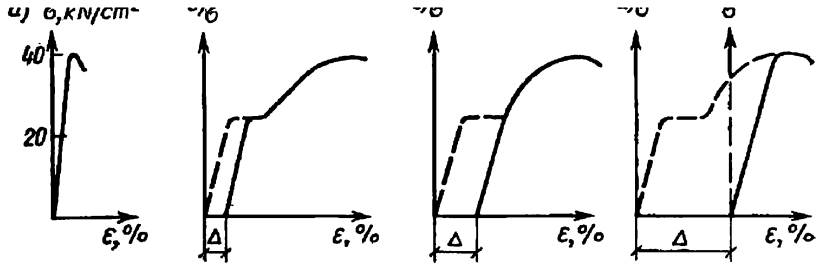


Fig. II.7. Diagramas de tração (Δ—deformação permanente)

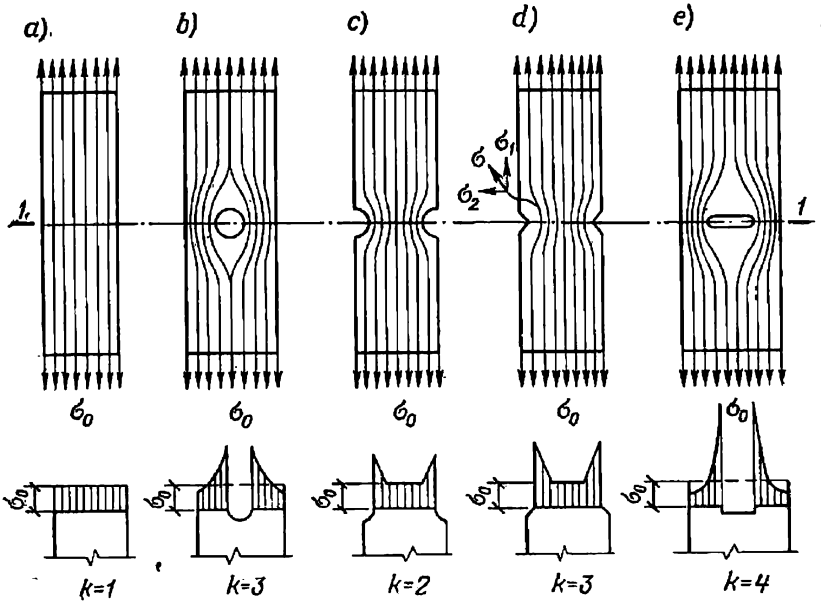


Fig. II.8. Trajetórias das tensões (k—coeficiente de concentração)

Endurecimento a frio. Se uma amostra de aço for submetida à tração a ponto de chegar ao estado plástico, sendo a carga depois retirada, surge a deformação permanente (fig. II.7, *b*). Quando a amostra é submetida à carga novamente, depois de um certo «descanso»[1] do material, o aço começa a trabalhar elasticamente, repetindo-se a reta do descarregamento; depois o seu trabalho segue o diagrama normal de tração única. O mesmo acontece se o descarregamento for iniciado depois de esgotado o setor de escoamento do diagrama (fig. II.7, *c*). Evidentemente, neste caso o material não terá mais o setor de escoamento caso for submetido a um novo carregamento. A fig. II.7, *d* mostra o diagrama para o caso quando uma

[1] Quando a carga variável muda rapidamente além dos limites de plasticidade, sem o «descanso» do material, o diagrama de carga e descarga tem a forma de um laço.

amostra submetida à tração preliminar obteve uma grande deformação permanente e a sua destruição verificou-se quase nos limites do setor do trabalho elástico do material, sendo as deformações relativamente pequenas. Esta elevação do diagrama do trabalho elástico em conseqüência da deformação plástica anterior, chama-se endurecimento a frio. O endurecimento contribui para o aumento da fragilidade, o que é um fator desfavorável para as estruturas de aço utilizadas na construção civil.

Em alguns casos, quando a diminuição do alongamento não tem grande importância, o endurecimento utiliza-se para elevar o limite de escoamento e a resistência (por exemplo, no arame fino de armadura, empregado nas estruturas submetidas à tensão preliminar). O endurecimento surge no caso de encurvamento dos elementos, abertura de orifícios, corte com a tesoura, etc.

Maduração. Chamamos maduração à variação das propriedades do material em função do tempo sem uma alteração considerável da sua macroestrutura.

No processo de maduração verifica-se o endurecimento do material; ao mesmo tempo diminuem a sua plasticidade e ductilidade e aumenta a fragilidade. Existem dois tipos da maduração: térmica (endurecimento por precipitação) e maduração devida a deformações. A maduração térmica verifica-se depois do aquecimento até uma temperatura relativamente baixa (maduração artificial), ou (quando se trata das ligas) realiza-se com a temperatura de 20—22° centígrados (maduração natural). A maduração por causa de deformação realiza-se depois da deformação plástica com as temperaturas inferiores à temperatura de recristalização.

O processo de maduração consiste na passagem gradual da estrutura menos estável de uma solução sólida supersaturada para um estado mais estável. Com o tempo, da solução sólida supersaturada deposita-se um componente excedente em forma das partículas minúsculas (em estado de dispersão). Por exemplo, dos aços com baixo teor do carbono depositam-se as inclusões de cementita e os nitretos, isto é, compostos de ferro com o nitrogénio, que impedem os deslocamentos dos cristais de ferrita. Em conseqüência disso diminui o setor de escoamento no diagrama e melhoram as propriedades elásticas do aço, mas diminui consideravelmente o seu alongamento e, como resultado, aumenta a sua fragilidade.

O processo de maduração depende da composição do aço e da tecnologia da sua fabricação.

A maduração térmica utiliza-se para consolidar as ligas de alumínio.

Distribuição irregular das tensões. Nas amostras lisas de forma regular as tensões em todas as seções afastadas do local de aplicação da carga são distribuídas de uma forma regular.

Traçando as trajetórias das principais tensões iguais, obtemos um fluxo retilíneo de forças dentro da amostra (fig. II.8, *a*) que determina o estado de tensão linear uniaxial.

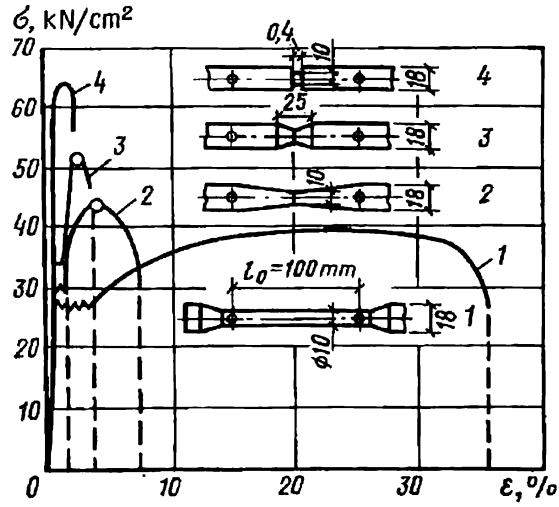


Fig. II.9. Diagramas do trabalho das amostras com o concentrador de tensões

Se numa amostra plana for feito um orifício ou incisões laterais (fig. II.8, *b*—*e*), as linhas do fluxo de forças irão se desviar, contornando os novos limites. A concentração das linhas do fluxo de forças caracteriza a elevação das tensões e o desvio destas linhas da reta comprova a existência de tensões que atuam em dois sentidos e entortam o seu caminho (fig. II.8, *d*). Neste caso verifica-se o estado de tensão plano (biaxial); a única causa do seu surgimento é a modificação dos limites do perfil.

Sabemos do curso de resistência dos materiais que no caso do estado de tensão plano a tensão tangencial máxima é igual à metade da diferença das principais tensões $\tau = (\sigma_1 - \sigma_2)/2$. No caso do estado de tensão tridimensional $\tau_{max} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$. Se as três tensões são do mesmo sinal (a tração), a passagem para o estado plástico é bastante difícil.

O escoamento do material é em grande parte uma conseqüência dos cisalhamentos devido à influência das tensões tangenciais; por isso quando os valores de τ são pequenos e os valores de σ_1 e de σ_2 grandes, o limite de escoamento no material aumenta bruscamente e a sua plasticidade diminui. Quando $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, obtemos $\tau = 0$, o escoamento não tem lugar e a destruição tem a forma de ruptura frágil. Numa tira submetida à tração com a tensão σ, que tem um orifício elíptico com os semi-eixos b e l e o raio de arredondamento $r = b^2/l$, a tensão junto da beira do orifício é $\sigma_{max} = \sigma_0 (1 + 2\sqrt{l/r})$ e o coeficiente de concentração $\alpha_\sigma = \sigma_{max}/\sigma_0 = 1 + 2\sqrt{l/r}$. Quando $r \to 0$ (orifício do tipo de fratura) o coeficiente $\alpha \to \infty$, o que resulta no crescimento perigoso da fratura.

À medida que aumenta a agudeza da incisão, diminui bruscamente a plasticidade (o alongamento) e aumenta o limite de resistência (resistência temporária à ruptura) (fig. II.9).

submetida à tração em dois sentidos por forças iguais (o elemento de um gasômetro ou um elemento dentro do perfil fechado de uma costura, submetido à tração em conseqüência da contração da costura no processo de arrefecimento).

No processo de cálculo dos elementos das estruturas as tensões locais normalmente não são determinadas, pois o que interessa é basicamente a resistência máxima do elemento em geral, que se determina pela tensão média distribuída uniformemente. Mas quando se trata da projeção de peças, especialmente de peças utilizadas nas estruturas soldadas, as tensões locais devem ser levadas em consideração. As tensões locais, que pertencem à categoria de tensões básicas, podem ser menosprezadas somente quando se trata dos aços plásticos, sendo levado em consideração o tipo da força que garante o nivelamento das tensões.

Influência da temperatura. As propriedades mecânicas do aço com pequeno teor do carbono, quando aquecido até 200° . . . 250° C mudam relativamente pouco; mas quando a temperatura atinge 300° . . . 330° C, no local de ruptura a estrutura do aço muda tornando-se a sua granulação mais grossa; o aço se torna mais frágil (fragilidade ao azul). Quando a temperatura atinge este nível não se recomenda submeter o aço a deformações ou aos golpes. Com o aumento ulterior da temperatura, esta propriedade desaparece, mas começa a queda rápida dos valores do limite de escoamento e do limite de resistência. Por exemplo, para o aço 3, quando a temperatura $t \approx 500°$ C, $\sigma_t = 14$ kN/cm² e $\sigma_t = 25$ kN/cm²; quando a temperatura $t \approx 600°$ C, $\sigma_e = 4$ kN/cm² e $\sigma_t = 15$ kN/cm², isto é, o limite de escoamento aproxima-se rapidamente do valor $\sigma_e = 0$. Quando a temperatura chega a 600—650° C, começa a fase de plasticidade térmica. O aquecimento duradouro com $t > 700°$C (cor rubro cereja) contribui para o crescimento de cristais e formação de grãos grossos na estrutura do aço. Este fenômeno se chama sobreaquecimento e está relacionado ao pioramento das propriedades mecânicas do metal.

No caso de aquecimento duradouro ao ar livre até a temperatura próxima à temperatura de fundição (calda amarelo-branca clara) é possível o superaquecimento do metal, que tem de ser qualificado então como defeituoso.

As temperaturas negativas elevam um tanto a resistência do aço, mas aumentam a sua fragilidade. Quando as temperaturas descem abaixo de —10° C, a plasticidade do aço começa a diminuir visivelmente; o aço 3 torna-se frágil quando a temperatura desce abaixo de —45° C; o aço de liga pobre acusa a mesma qualidade com a temperatura inferior a —60° C.

Fadiga do metal. Chamamos fadiga do metal ao fenômeno da sua destruição sob a influência de uma carga alternativa ou variável, repetida milhões de vezes, sendo os valores das tensões inferiores ao limite de resistência (por exemplo, a destruição de um arame

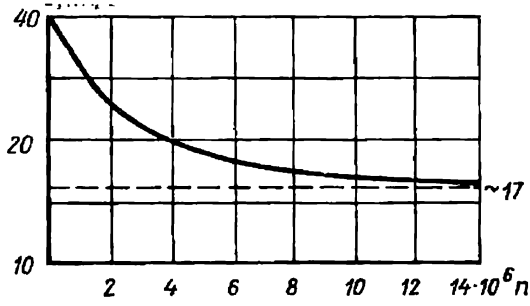


Fig. II.10. Curva de resistência à vibração

no caso de cocas múltiplas). A capacidade do metal de resistir a esta destruição chama-se resistência à fadiga e a tensão que destrói o metal chama-se a *sua resistência à vibração* σ_v. A fig. II.10 mostra a curva da resistência à vibração para o aço do tipo Ст3 submetido a ciclos de carga alternativos e simétricos, em função do número de ciclos. Quando o número de ciclos é muito grande a curva da resistência à vibração aproxima-se como assíntota de um certo limite, denominado limite de resistência à fadiga. O seu valor aproximado é

$$\sigma_v^{lim} \approx 0{,}4\sigma_t.$$

A resistência do material à vibração diminui por causa de incisões, variações bruscas da seção e outros concentradores da tensão, que criam um estado de tensão complexo. Em regra, no caso de destruição do metal por causa da fadiga, a ruptura resulta frágil; pode-se supor, portanto, que a destruição começa pelo surgimento de microgretas.

As normas recomendam diminuir as resistências nominais para as estruturas e junções solicitadas por uma carga alternativa ou vibratória, mediante a introdução do coeficiente $\gamma < 1$ (ver o § 13, parte 2), ou projetar as respectivas peças de forma a evitar a concentração de grandes tensões.

Ensaio de resiliência (resistência ao choque a entalhe). Um critério comparativo da propensão do aço à destruição frágil pode ser a sua resistência ao golpe. Como critério de resistência do aço submetido à carga de concussão toma-se não o esforço ou a tensão que destrói a amostra, mas sim, o trabalho necessário para destrui-la. O trabalho específico, ou seja, o trabalho despendido para destruir por golpes uma amostra-padrão com uma incisão (fig. II.11, *a*), dividido pela seção transversal de 1 cm², chama-se resistência ao choque a entalhe (resiliência) a_k, que se mede em joules por 1 cm²: $a_k = \text{J/cm}^2 \approx 0{,}1 \text{ kgf·m/cm}^2$.

Nos aços plásticos a ductilidade caracteriza o trabalho consumido por uma unidade do volume do material no caso da deformação plástica. A resiliência é uma característica comparativa.

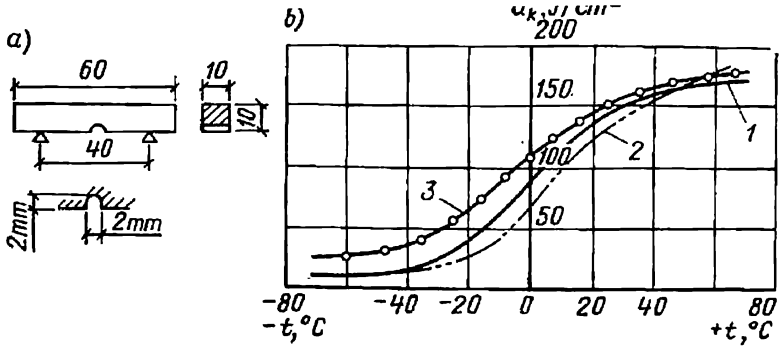


Fig. II.11. Ensaio de resistência do aço
1—aço 3; *2*—metal superfundido por eletródios Э42; *3*—aço de alta resistência

Os aços com baixo teor de carbono, quando a temperatura é normal, têm a resiliência $a_k = 70 \ldots 100$ J/cm². A dependência entre a resiliência e a temperatura está mostrada na fig. II.11, *b*.

§ 9. PROPRIEDADES MECÂNICAS BÁSICAS DAS LIGAS DE ALUMÍNIO

As propriedades mecânicas das ligas de alumínio dependem não somente da sua composição química, mas também do tratamento a que foram submetidas. No processo de trabalho, a diferença básica entre as ligas de alumínio e o aço consiste em que as primeiras são mais susceptíveis às deformações, isto é, têm uma rigidez menor. O módulo de elasticidade das ligas de alumínio no caso de tração é $E = 7100$ kN/cm² e o módulo no caso de cisalhamento é $G = 2700$ kN/cm², isto é, quase três vezes inferior ao respectivo módulo do aço; por isso as flechas das estruturas de alumínio submetidas às mesmas tensões que as estruturas de aço são três vezes maiores. O coeficiente de Poisson $\mu = 0{,}3$. No diagrama de tração das ligas de alumínio não existe o setor de escoamento (fig. II.12). Toma-se condicionalmente como limite de escoamento a tensão a que corresponde a deformação permanente de 0,2 %. Quando as temperaturas são

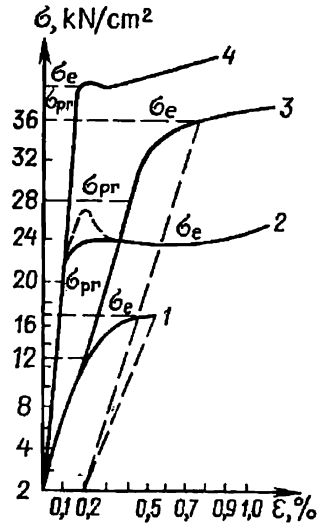


Fig. II.12. Diagramas comparativos de tração das ligas de alumínio e do aço
1—liga AMr6; *2*—aço 3; *3*—liga Д16-Т; *4*—aço 15ХСНД

Tabela 11.9

Propriedades mecânicas das ligas de alumínio

Marca da liga	Estado em que se fornece	Limite de resistência, kN/cm²	Limite de escoamento, kN/cm²	Alongamento relativo, %	Limite de resistência ao cisalhamento, kN/cm²	Limite de resistência à fadiga, kN/cm²	Dureza Brinell H_B, kN/cm²	GOST ou Normas técnicas (TУ)
Д1	Д1-Т	36	22	12	—	—	—	
Д16	Д16-Т Д16-М	40—49 21	30 11	10 18	28 13	—	105 42	
АВ	АВ-Т1 АВ-М	33 15	28 —	10 20	20 —	9,8 4,5	95 30	АМТУ 258-55 АМТУ 252-57
В92	В92-Т	36	20	20	—	—	—	АМТУ 258-55 АМТУ 252-57
АМг6	АМг6-М	32	16	15	—	—	70	АМТУ 443-59
АМц	АМц-М АМц-П	13 16	5 13	20 16	— —	5,5 6,5	30 40	АМТУ 252-57

superiores a 100 °C verifica-se uma certa diminuição das características de resistência; a partir de cerca de 200°C verifica-se o fenômeno de fluidez plástica. O coeficiente de expansão térmica do alumínio é $\alpha = 0{,}000023$, isto é, duas vezes superior ao respectivo índice do aço. Nas condições de baixas temperaturas todas as propriedades mecânicas das ligas de alumínio melhoram. Sob a temperatura normal a resiliência das ligas é inferior à do aço (cerca de 30 J/cm²); esta característica quase não diminui nas condições de temperaturas negativas. Na tabela II.9 estão mostradas as propriedades mecânicas de algumas ligas de alumínio.

Entre as vantagens das ligas de alumínio pode-se mencionar o seguinte[1]: resistência relativamente alta apesar da densidade pequena do próprio material; facilidade do tratamento de peças de alumínio por pressão, laminagem ou forjadura, o que permite

[1] **Popov** S. A. Estruturas de alumínio. M., «Escola superior», 1969.

produzir detalhes de forma mais complexa, boa resistência à corrosão; altas características mecânicas sob as temperaturas negativas; ausência de faiscação no caso de choques.

São seguintes os defeitos das ligas de alumínio: módulo de elasticidade relativamente pequeno; alto coeficiente de dilatação térmica; dificuldades relativas às junções de peças de alumínio; deficiência do alumínio e o seu custo por enquanto relativamente alto; incombustibilidade relativamente baixa.

§ 10. PROBLEMA DE ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS METÁLICAS[1]

Uma barra reta comprimida por uma força P aplicada no centro, continua inicialmente reta e este estado de equilíbrio é estável. O equilíbrio estável de uma barra elástica caracteriza-se pela sua capacidade de voltar ao estado inicial no caso de um desvio pequeno sob a influência de alguma força (uma perturbação pequena) imediatamente após a cessação desta influência, passando-se por uma fase de oscilações amortecidas. Este fenômeno pode ser explicado da seguinte forma: a força de compressão externa não pode vencer a resistência da barra à flexão insignificante que ela sofreu com o desvio do eixo, sendo o trabalho elástico interno da deformação da flexão da barra, que se realiza devido ao desvio do eixo (ou seja, a energia potencial de flexão ΔV), superior ao trabalho externo (ΔT) que a força de compressão tinha realizado em conseqüência da aproximação das extremidades da barra no processo de flexão: $\Delta V > \Delta T$ (fig. II.13, *a*). No processo de crescimento ulterior a força de compressão pode atingir um nível tal que o seu trabalho será igual al trabalho de deformação de flexão, provocada por um fator de perturbação bastante pequeno. Neste caso $\Delta V = \Delta T$ e a força de compressão atinge o seu valor *crítico* P_{cr}. Portanto, uma barra reta quando carregada até um estado crítico tem a forma retilínea do equilíbrio estável. Quando a força atinge o seu valor crítico a sua forma retilínea do equilíbrio deixa de ser estável, a barra pode curvar-se no plano de rigidez mínima e a forma estável do equilíbrio da barra passa a ser curvilínea.

Se a barra tem uma curvatura inicial pequena (ou o ponto de aplicação da força de compressão é um pouco descentrado), o seu afastamento da reta verifica-se logo depois do crescimento da carga. Inicialmente este desvio é bastante pequeno e somente quando o valor da força de compressão aproxima-se de um nível crítico (sendo a diferença apenas da ordem de 1 %), os desvios tornam-se

[1] **Timochenko S. P.** Estabilidade de sistemas elásticos. M., Tekhteorizdat, 1955; **Prokofiev I. P., Smirnov A. F.** Teoria de estruturas. P. 3, M., Transjeldorizdat, 1948; **Streletski N. S.** Trabalho de montantes comprimidos. M., Gosstroiizdat, 1959; **Volmir A. S.** Estabilidade de sistemas deformáveis. Segunda edição. M., «Nauka», 1967.

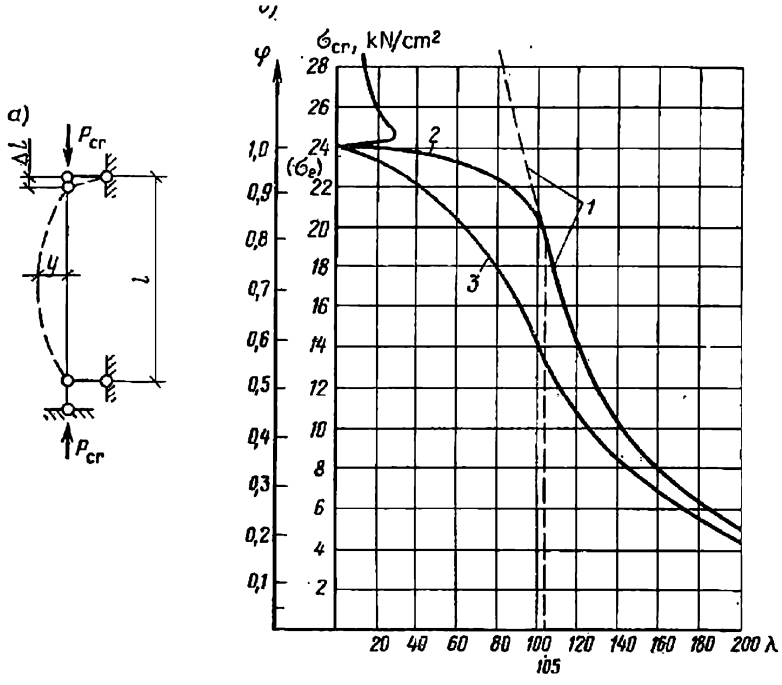


Fig. II.13. Flexão longitudinal das barras submetidas à compressão central
a—barra com ligações articuladas; *b*—curvas de tensões críticas e do coeficiente de flexão longitudinal do aço Ст3; *1*—curva de Euler; *2*—curva de tensões críticas traçada conforme o trabalho plástico do material; *3*—curva do coeficiente φ

mais consideráveis, o que significa a passagem para o estado instável. Portanto, o equilíbrio instável caracteriza-se por importantes deslocamentos mesmo no caso do aumento insignificante das forças aplicadas. O aumento ulterior insignificante da força de compressão $P > P_{cr}$ provoca desvios cada vez maiores e a barra perde totalmente a sua capacidade de resistir à carga (capacidade portante). É de se notar que diversos valores da força crítica correspondem a diversos métodos de fixação da barra. Para a barra comprimida por uma força aplicada no centro (fig. II.13, *a*) e fixada nas extremidades por articulações (o caso básico), a força crítica tinha sido determinada por Euler da seguinte forma

$$P_{cr} = \frac{\pi^2}{l^2} EJ_{min}. \qquad (II.12)$$

A tensão que surge na barra por causa da força crítica chama-se *tensão crítica*

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{F_{tot}} = \frac{\pi^2 EJ_{min}}{l^2 F_{tot}} = \frac{\pi^2 E r_{min}^2}{l^2} = \frac{\pi^2 E}{(l/r_{min})^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \qquad (II.13)$$

sendo $r_{min} = \sqrt{J_{min}/F_{tot}}$, o raio de inércia mínimo;
F_{tot}, área total da seção transversal da barra;
$\lambda = l/r_{min}$, a flexibilidade da barra igual à relação do comprimento da barra ao raio de inércia da sua seção.

da flexibilidade da barra (uma vez que o numerador $\pi^2 E$ é um valor permanente) e que a flexibilidade é um valor que depende somente das dimensões geométricas da barra. Portanto, pode-se elevar a tensão crítica modificando a flexibilidade da barra sobretudo à custa do aumento do raio de inércia da seção. Esta possibilidade deve ser utilizada no processo de projeção. Portanto, a tensão crítica pode ser considerada como parâmetro que caracteriza a conveniência da seção escolhida do elemento, que deve ser submetido ao esforço de compressão.

A fórmula de Euler (II.13) pode ser representada graficamente em forma de hipérbole (fig. II.13, *b*, curva *1*). As tensões críticas determinadas pela fórmula de Euler são justas somente quando o módulo de elasticidade E é constante, isto é, dentro dos limites de proporcionalidade, o que diz respeito às barras de grande flexibilidade ($\lambda > 105$); da equação (II.13) obtemos:

$$\lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{\sigma_{pr}}} = 3{,}14 \sqrt{\frac{21\,000}{20}} = 105,$$

sendo $\sigma_{pr} = 20$ kN/cm², o limite de proporcionalidade para o aço 3.

As tensões críticas para as barras de flexibilidade pequena ($\lambda > 30$) e média ($30 < \lambda < 100$) resultam superiores ao limite de proporcionalidade, mas inferiores ao limite de escoamento. A determinação teórica das tensões críticas para estas barras é bastante difícil, pois o fenômeno de perda da estabilidade verifica-se no caso de desenvolvimento parcial das deformações plásticas e módulo de elasticidade variável.

Em conseqüência de numerosas experiências que confirmaram a justeza das conclusões teóricas, para as barras de flexibilidade pequena e média foram estabelecidas tensões críticas, representadas na fig. II.13, *b* em forma de uma curva (curva *2*).

Para a capacidade portante das barras comprimidas é também muito importante a estabilidade local dos seus elementos que depende da flexibilidade dos banzos, paredes e outros elementos da seção da barra. A flexibilidade destes elementos determina-se pela relação das suas dimensões características (largura dos banzos ou altura da parede da seção) à sua espessura: b/δ ou h/δ. A fig. II.14 mostra a perda da capacidade portante de um pilar carregado por uma força central em conseqüência da perda da estabilidade local dos banzos e da parede[1].

Portanto, a capacidade portante do próprio elemento pode ser esgotada porque a tensão na estrutura atinge o limite de escoamento (perda da resistência) ou o valor crítico (perda da estabilidade). Não se pode confundir estas duas causas, absolutamente diferentes quanto à sua natureza.

[1] A respeito da perda da estabilidade local dos elementos das seções por causa das tensões normais ou tangenciais ver os §§ 29 e 32.

As fórmulas dos estados limites, quanto à resistência e quanto à estabilidade, das barras comprimidas, são seguintes:

$$\sigma \leqslant \sigma_e; \quad \sigma \leqslant \sigma_{cr},$$

sendo σ as tensões provocadas na estrutura pelas cargas nominais.

Se designarmos a relação das duas tensões limites com o coeficiente

$$\varphi = \sigma_{cr}/\sigma_e \text{ (daí } \sigma_{cr} = \varphi\sigma_e),$$

então a segunda fórmula de verificação de estabilidade pode ser escrita na seguinte forma (levando-se em consideração que a resistência nominal R é admitida como o limite mínimo de escoamento)

$$\sigma \leqslant \varphi R,$$

ou para facilitar o cálculo e a comparação dos resultados podemos escrever esta expressão como uma fórmula de trabalho

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{tot}} \leqslant R. \qquad \text{(II.14)}$$

O coeficiente φ que diminui a resistência nominal até os valores que garantem o equilíbrio estável, chama-se *coeficiente de flexão longitudinal*. As normas estabelecem os valores do coeficiente φ de maneira a levar em consideração a influência das excentricidades casuais

$$\varphi = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_e} \cdot \frac{\sigma^e_{cr}}{\sigma_{cr}} = \frac{\sigma^e_{cr}}{\sigma_e}, \qquad \text{(II.15)}$$

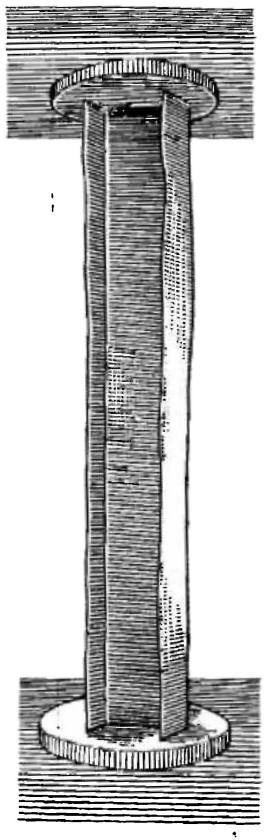


Fig. II.14. Ensaio de compressão de um modelo de pilar. Perda da estabilidade local dos banzos e da alma

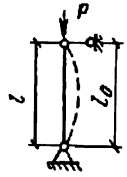
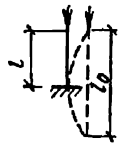
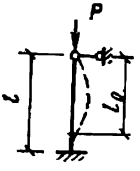
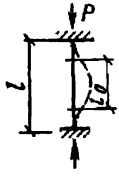
onde σ^e_{cr} é a tensão crítica da barra comprimida por uma força, aplicada com uma possível excentricidade e.

O coeficiente φ pode interessar-nos somente quando os valores de $\varphi < 1$, pois no caso contrário teremos $\sigma_{cr} > \sigma_e$, isto é, haverá o perigo de perda da capacidade de resistência à carga de compressão. O coeficiente φ que caracteriza as tensões críticas é uma função da flexibilidade da barra. Na fig. II.13, *b* está traçada a curva 3 do coeficiente φ. No apêndice 5 estão dados os valores do coeficiente φ para os aços 3 e para os aços de liga pobre.

O cálculo das barras de ligas de alumínio à compressão é idêntico ao cálculo de barras de aço. Os valores do coeficiente φ para as ligas de alumínio estão dados nas RNCC. II-B.5-64.

Os valores das tensões críticas e por conseguinte do coeficiente φ dependem em grande parte do método de fixação das extremidades

Comprimentos nominais das barras comprimidas

Método de fixação da extremidade da barra	Esquema nominal da barra	Coeficiente de redução do comprimento μ	Comprimento nominal da barra $l_0 = \mu l$	Notas
Fixação de ambas as extremidades por articulações		1	$l_0 = l$	Em ambas as extremidades são possíveis os giros, mas os deslocamentos horizontais das extremidades da barra estão impedidos
Fixação rígida da extremidade inferior, estando a superior livre		2	$l_0 = 2l$	São possíveis o deslocamento horizontal e o giro da extremidade superior
Fixação rígida da extremidade inferior e fixação articulada da extremidade superior		0,7	$l_0 = 0{,}7l$	Na seção superior é possível um giro; os deslocamentos horizontais estão impedidos em ambas as extremidades
Fixação rígida de ambas as extremidades		0,5	$l_0 = 0{,}5l$	Em ambas as extremidades são impossíveis tanto os giros como os deslocamentos horizontais

das barras. Os valores de φ indicados nas tabelas foram determinados para o caso básico de flexão longitudinal da barra, que tem articulações nas suas extremidades. A forma da curva de flexão longitudinal muda no caso de outros métodos de fixação, mas pode ser reduzida ao caso básico através da substituição do comprimento real l pelo comprimento nominal (ou reduzido) l_0, mediante a multiplicação do comprimento da barra pelo coeficiente de redução μ. Então a flexibilidade da barra, independentemente do método da sua fixação, determina-se pela fórmula

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{\mu l}{r}. \qquad \text{(II.16)}$$

Este método de cálculo da flexão longitudinal na base de comprimentos reduzidos ou nominais foi proposto pelo professor F.S. Iassinski (1894)[1].

Alguns valores do coeficiente estão dados na tabela II.10.

§ 11. TRABALHO DE UMA ESTRUTURA SUBMETIDA À FLEXÃO E TORÇÃO

1. Estado limite das vigas de aço flexível no processo de cálculo da sua resistência

Nas seções de uma viga submetida à flexão (fig. II.15, *a*) dentro dos limites de elasticidade o diagrama das tensões normais é triangular (fig. II.15, *b*); o valor máximo destas tensões nas fibras extremas pode ser verificado pela fórmula

$$\sigma_x = \pm M/W_x \leqslant R. \qquad \text{(II.17)}$$

Com o aumento da carga as fibras extremas são as primeiras a atingir o limite de escoamento; depois disso o crescimento das deformações nelas cessa (sendo, porém, que as deformações continuam). O escoamento do material estende-se pela altura da seção, continuando a existir na sua parte central um núcleo elástico (fig. II.15, *c*) e a seção se encontra num estado plástico-elástico. O aumento da carga faz com que todas as fibras da seção transversal mais carregada atinjam o limite de escoamento, a que corresponde o diagrama retangular das tensões (fig. II.15, *d*) e no local do momento máximo forma-se a chamada articulação de plasticidade. Na fig. II.15, *e* os setores de extensão do escoamento ao longo do comprimento da viga estão hachurados. Sob a influência deste esforço no local em que se encontra a articulação de plasticidade verifica-se um grande crescimento das deformações, a viga deixa de ser retilínea formando um certo ângulo, mas não se destrói. Normalmente a viga perde neste caso a estabilidade geral,

[1] Iassinski F. S. Obras escolhidas sobre a estabilidade das barras comprimidas. M., Gostekhteorizdat, 1952.

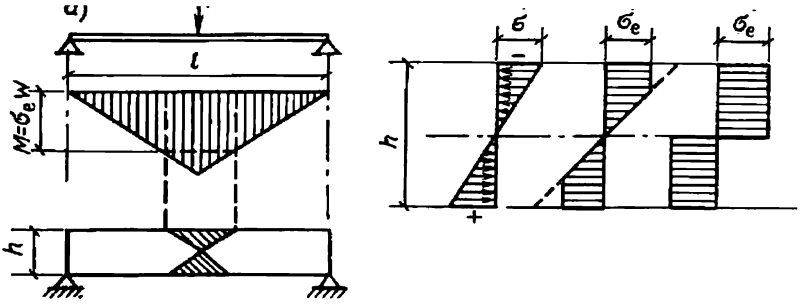


Fig. II.15. Seqüência de desenvolvimento das tensões correspondente ao trabalho plástico de uma viga submetida à flexão

ou a estabilidade local de algumas partes[1]. O surgimento da articulação de plasticidade transforma a viga dividida num sistema variável. O momento máximo que corresponde à articulação de plasticidade pode ser determinado pela fórmula

$$M_{pl} = \sigma_e \int_F y\, dF = \sigma_e \cdot 2S = \sigma_e W_{pl}, \qquad \text{(II.18)}$$

onde W_{pl} é o momento plástico de resistência igual ao momento estático duplo da metade da área da seção relativamente ao eixo que passa pelo centro de gravidade.

O momento plástico de resistência W_{pl} é um tanto superior ao momento de resistência comum W_{rs}. Por exemplo, para uma seção retangular $W_{pl} = \frac{bh^2}{4}$, para os perfis laminados $W_{pl} = kW_{rs}$. Os valores de k estão indicados na tabela II.11.

Tabela II.11

Valores do coeficiente k para os perfis laminados

Flexão no plano	Ferros em T duplo (GOST 8239-72)	Ferro em U (GOST 8240-72)
Almas	1,12	1,13
Banzos	1,5	1,8

As normas técnicas permitem levar em consideração o desenvolvimento das deformações plásticas para as vigas laminadas divididas (de seções independentes), isto é, ferros em T duplo e em U, fixados para não perder a estabilidade e solicitadas por uma carga estática. Nestes casos são admitidos os seguintes valores dos momentos plásticos de resistência: flexão de uma alma no plano

[1] O material dedicado à perda da estabilidade geral e local nas vigas submetidas à flexão ver no § 29.

$W_{pl} = 1{,}12\ W_{rs}$, flexão paralela aos banzos $W_{pl} = 1{,}2\ W_{rs}$ (e não $1{,}5\ W_{rs}$ ou $1{,}8\ W_{rs}$ como está indicado na tabela II.11) a fim de diminuir as deformações nas extremidades.

De acordo com as normas, o desenvolvimento das deformações plásticas deve ser considerado também quando se trata das vigas soldadas de seção constante, desde que a relação da largura da sacada da faixa comprimida à sua espessura $b/\delta \leqslant 10$ e a relação da altura da alma à sua espessura $h/\delta \leqslant 70$ (para o aço 3).

Nos locais em que os momentos de flexão atingem o máximo, as grandes tensões tangenciais não podem ser admitidas: elas devem satisfazer a desigualdade $\tau \leqslant 0{,}3R$.

Se a zona de flexão pura é muito longa, o respectivo momento de resistência admite-se, a fim de evitar deformações demasiadas, igual a $0{,}5\ (W_{rs} + W_{pl})$.

Nas vigas contínuas admite-se como estado limite a formação das articulações de plasticidade, sendo imposta, porém, a condição de que o sistema conserve a sua forma.

As normas permitem determinar os momentos de flexão nominais no processo de cálculo de vigas contínuas (tanto laminadas como soldadas) partindo da condição de nivelação dos momentos nos apoios e nos vãos (desde que a diferença entre os vãos adjacentes não seja superior a 20 %). Os valores do momento nominal são determinados da seguinte forma:

a) nas vigas contínuas livremente apoiadas o momento nominal admite-se igual ao maior dos valores:

$$M = \frac{M_{01}}{1 + u/l} \quad \text{ou} \quad M = \frac{1}{2} M_{02},$$

sendo M_{01} e M_{02} os momentos de flexão máximos respectivamente no vão extremo e intermediário, calculados da mesma forma que numa viga dividida livremente apoiada;

u, a distância entre a seção que corresponde ao momento M_{01} até o extremo apoio;

l, o vão extremo;

b) nas vigas de um só vão e nas vigas contínuas encastradas o momento nominal é

$$M = 0{,}5 M_0,$$

sendo M_0 o maior dos momentos, calculados da mesma forma que numa viga com articulações nos apoios.

Em todos os casos quando os momentos nominais são admitidos na base da suposição de desenvolvimento das deformações plásticas (nivelação dos momentos), a resistência deve ser verificada pela fórmula (II.17), na base do momento elástico de resistência. No cálculo das vigas fabricadas das ligas de alumínio o desenvolvimento das deformações plásticas não se leva em consideração.

2. Cálculo, na base do estado limite, da resistência de vigas de aço flexionadas e que são solicitadas simultaneamente por momentos e forças transversais

Se uma viga flexionada está submetida simultaneamente às tensões normais e tangenciais σ e τ, a sua passagem para o estado plástico expressa-se, segundo foi indicado na parte 2 do § 8 através da tensão reduzida que estabelece a relação entre σ e τ no momento de surgimento do escoamento no ponto extremo ou em qualquer outro ponto da seção.

No entanto, uma viga flexionada pode ser carregada ainda mais até o surgimento do fenômeno de escoamento. Se as tensões tangenciais são grandes ($\tau > 0{,}4R$) o escoamento começa a se propagar pela seção mais rapidamente do que no caso de ação de tensões apenas normais. É evidente que com o aumento da tensão tangencial τ deve diminuir a tensão normal σ, uma vez que a tensão reduzida não pode ser superior à resistência nominal R. As correlações entre σ e τ ou entre os valores de M e Q, a que corresponde o surgimento da articulação de plasticidade não foram estabelecidas com precisão para diversas seções. Ao mesmo tempo a linha que delimita as esferas do estado plástico-elástico e plástico no plano de coordenadas $\sigma - \tau$, pode ser admitida em forma de uma curva convexa ou superfície, desde que existam vários componentes do estado de tensão. Cada ponto desta linha ou superfície é o ponto de surgimento da articulação de plasticidade e o ponto máximo do estado plástico-elástico; por isso a tangente a esta linha encontra-se do lado de fora. As coordenadas da linha (ou superfície) divisória da passagem para o estado plástico têm a forma:

$$S = M^Q/M_{pl} < 1 \quad \text{e} \quad t = Q^M/Q_{pl} < 1,$$

onde M^Q é o momento extremo correspondente à ação simultânea também da força transversal Q;

M_{pl}, o momento extremo causado pela ação exclusiva do momento;

Q^M, força transversal extrema que se verifica no caso de ação simultânea também do momento M;

Q_{pl}, força transversal extrema causada pela ação exclusiva da força transversal.

É evidente, que no caso de ação conjunta de M e Q a formação da articulação de plasticidade verifica-se com os valores menores dos esforços, do que no caso da sua ação em separado.

Nas pesquisas de B. M. Broude[1] foi determinada a seguinte equação da curva divisória

$$S^2 + t^2 - aS^2t^2 = 1, \qquad \text{(II.19)}$$

sendo a o coeficiente que para as seções em T duplo é igual a (—0,8 . . . —0,9).

---

[1] Broude B. M. Estados limites das vigas de aço. M., Gosstroiizdat, 1953.

Admitindo $M = 0,7$ e considerando que a força transversal é agüentada basicamente pela alma da viga, obtemos para as vigas em T duplo:

$$S = \frac{M^Q}{M_{pl}} = \frac{\sigma W}{\sigma_e W_{pl}} = 0,89 \frac{\sigma}{\sigma_e};$$

$$t = \frac{Q^M}{Q_{pl}} = \frac{\tau_{med} F_{al}}{\frac{\sigma_e}{\sqrt{3}} F_{al}} = \frac{\tau_{med} \sqrt{3}}{\sigma_e}.$$

Substituindo estes valores na equação (II.19) teremos

$$\frac{\sigma^2}{\sigma_e^2} (0,89)^2 + \frac{3\tau_{med}^2}{\sigma_e^2} - a \frac{3\tau_{med}^2 \sigma^2 (0,89)^2}{\sigma_e^4} = 1,$$

daí, considerando $\sigma_e = R$ determinamos com um arredondamento (para aumentar a reserva de resistência) também a tensão reduzida extrema na viga, que corresponde ao momento de formação da articulação de plasticidade:

$$\sigma_{red}^{art} = \sqrt{\frac{3}{4} \sigma^2 + 3\tau_{med}^2 \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\sigma^2}{R^2}\right)} \leqslant R, \qquad (II.20)$$

onde σ é a tensão de bordo máxima na alma da viga no caso do trabalho elástico do material;

$\tau_{med} = \frac{Q}{h_{al}\delta}$, tensão tangencial média na alma da viga.

Quando $\tau > 0,4R$, é preciso verificar a tensão reduzida nas almas das vigas pela fórmula (II.20).

De acordo com as RNCC. II-B.3-72, no caso do estado de tensão plano, a tensão reduzida pode ser determinada de forma a levar em consideração a formação da articulação de plasticidade e com uma precisão suficiente para a prática, pela fórmula

$$\sigma_{red}^{art} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}} \leqslant 1,15R.$$

Neste caso devem ser observadas as condições: $\sigma_x < R$ e $\sigma_y < R$.

3. Trabalho do material submetido à torção

A capacidade de resistência de diversos elementos das estruturas metálicas à torção é muito pequena, por isso deve-se evitar nos projetos as estruturas em que haja torção.

Suponhamos que existe uma viga em T duplo assimétrica em relação ao eixo vertical e solicitada por uma carga orientada perpendicularmente ao eixo longitudinal e com uma certa excentricidade para a esquerda ou para a direita em relação à alma (fig. II.16, *a*); a viga será torcida, então, para a esquerda ou para a direita. Portanto, o plano de aplicação da carga no processo de deslocamento da esquerda para a direita ficará numa posição em que haverá somente a flexão (sem torção). Este plano de ação da força atravessa o

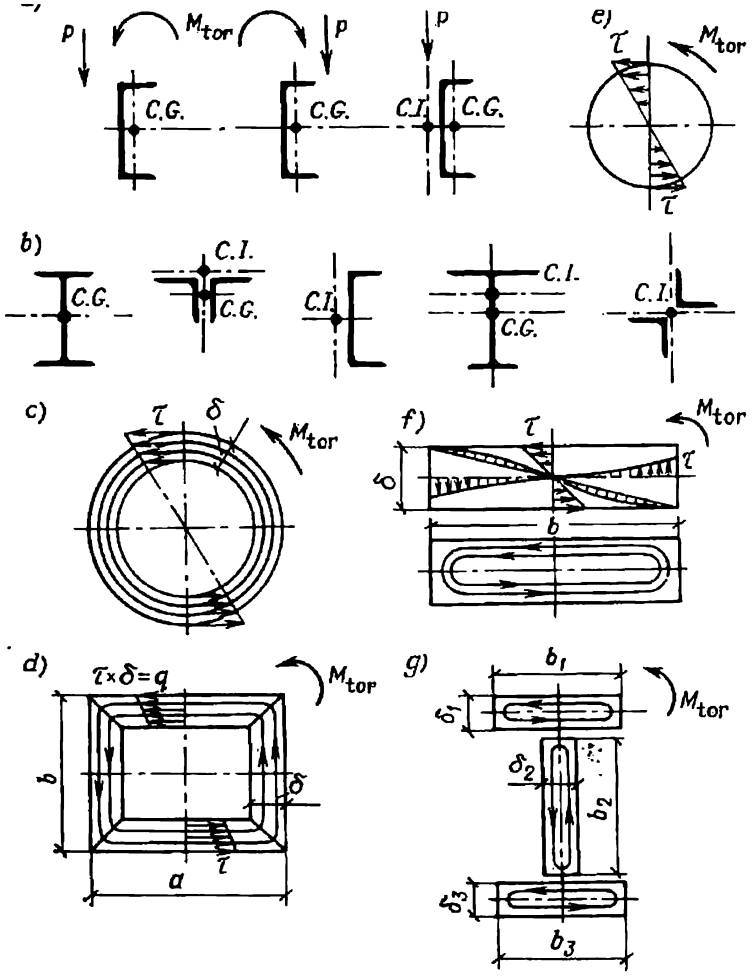


Fig. II.16. Diagramas de tensões no caso de torção de diversos perfis

eixo horizontal de simetria no ponto que se denomina centro da flexão (fig. II.16, *b*).

Ao contrário da tração, as tensões e as deformações que se verificam no elemento submetido à torção dependem da forma da sua seção transversal. Sabe-se que num corpo maciço redondo, a que está aplicado um momento de torção, desenvolvem-se somente as tensões tangenciais, distribuídas pela seção de acordo com a lei de triângulo (fig. II.16, *c*). É de se notar que neste caso duas seções transversais, girando um em relação a outro, continuam planas e perpendiculares ao eixo. Neste caso as tensões tangenciais máximas serão:

$$\tau_{max} = \frac{M_{tor}}{W_p} = \frac{M_{tor} r}{J_p},$$

$W_p \approx 0{,}2\,d^3$ e $J_p \approx 0{,}1\,d^4$, os momentos polares de resistência e de inércia; r e d, o raio e o diâmetro da barra redonda.

Pode-se considerar que as tensões tangenciais numa seção tubular redonda estão distribuídas regularmente (fig. II.16, *d*). Para os tubos de paredes finas quando $d/\delta > 5$, pode-se admitir (sendo o erro inferior a 5 %) $W = 2\pi r^2\delta$ e $J = 2\pi r^3\delta$, onde δ é a espessura do tubo.

Numa placa retangular maciça (fig. II.16, *f*), quando $b/\delta > 8 \ldots$ ...10, as tensões tangenciais que surgem no processo de torção distribuem-se de uma forma irregular: o seu valor máximo verifica-se nas extremidades do centro do lado comprido da seção transversal da placa

$$\tau_{max} = \frac{M_{tor}\delta}{J_{tor}}, \qquad (II.21)$$

onde $J_{tor} = \frac{b\delta^3}{3}$ é o momento de inércia da placa no caso de torção.

É de se notar que depois da deformação da torção, as seções transversais deixam de ser planas.

Numa seção retangular tubular composta de placas, as tensões tangenciais são distribuídas da mesma forma que num tubo circular, isto é, de uma forma regular por toda a espessura da seção, estando o seu centro no centro do perfil e não no centro de cada placa (fig. II.16, *e*). Esta seção com o perfil fechado tem uma grande capacidade de resistência à torção. Porém, basta cortar este perfil fechado para reduzir a capacidade de resistência à torção ao nível de uma placa desdobrada. Os perfis em T duplo podem ser considerados precisamente como perfis abertos deste tipo. As tensões nestes perfis são determinadas pela fórmula (II.21), sendo que o momento de inércia no caso de torsão é admitido igual a:

$$J_{tor} = \alpha\Sigma\frac{b\delta^3}{3}, \qquad (II.22)$$

sendo que para uma seção em T duplo $\alpha = 1{,}3$; para ferro em U, $\alpha = 1{,}12$; para as cantoneiras $\alpha = 1$; para as vigas soldadas com nervuras de reforço fixadas por meio de solda às chapas, $\alpha = 1{,}5$; para as vigas rebitadas $\alpha = 0{,}5$.

Por exemplo, para uma seção em T duplo (fig. II.16, *g*)

$$J_{tor} = \alpha\Sigma\frac{b\delta^3}{3} = \frac{1{,}3}{3}(b_1\delta_1^3 + b_2\delta_2^3 + b_3\delta_3^3).$$

A colocação de diafragmas transversais (fig. II.17, *a*) e especialmente de talas transversais (fig. II.17, *b*), que fecham em vários locais o perfil aberto, aumenta muitas vezes a rigidez do elemento no processo de torção[1].

[1] Vlasov V. Z. Barras elásticas de paredes finas. M., Stroiizdat, 1940.

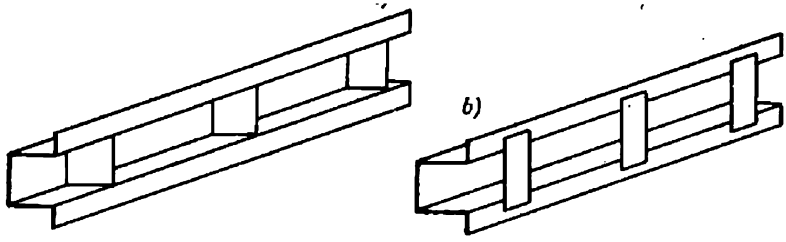


Fig. II.17. Reforço de um perfil aberto com diafragmas ou talas transversais

Num perfil fechado de paredes finas o esforço tangencial, provocado pelo fluxo de tensões tangenciais que surgem no processo de torção, é constante em toda a seção:

$$q_{tor} = \tau\delta. \tag{II.23}$$

O momento de torção externo é equilibrado pelo momento de torção interno composto de produtos das forças, que correspondem a uma unidade do comprimento Δs, pelo braço r; esses produtos devem ser calculados relativamente a todo o perfil e somados:

$$M_{tor} = q_{tor}\Sigma r\Delta s = q_{tor}\omega_{tor}, \tag{II.24}$$

onde $\omega_{tor} = \Sigma r\Delta s$ é a área dupla do perfil da seção.

Portanto,

$$q_{tor} = \frac{M_{tor}}{\omega_{tor}} \quad \text{e} \quad \tau = \frac{q_{tor}}{\delta} = \frac{M_{tor}}{\omega_{tor}\delta}. \tag{II.25}$$

Teremos respectivamente para os perfis fechados retangular e circular (ver a fig. II.16, *e* e *d*):

$$\tau = \frac{M_{tor}}{2ab\delta} \quad \text{e} \quad \tau = \frac{M_{tor}}{2\pi r^2\delta}.$$

§ 12. TRABALHO DE UMA ESTRUTURA SUBMETIDA À COMPRESSÃO E TRAÇÃO DESCENTRADAS

1. Barras submetidas à tração descentrada

Se uma barra está submetida à ação simultânea de uma força de tração N e de um momento de flexão M ou à ação de um esforço de tração aplicada excentricamente (em relação ao seu eixo), a sua resistência na fase elástica verifica-se pela fórmula

$$\sigma = N/F^{liq} + M_x/W_x^{liq} = \frac{N}{F^{liq}}(1 + e_x/\rho_x) = \sigma_0(1 + m_x) \leqslant R, \tag{II.26}$$

onde F^{liq}, área líquida da seção, cm²;
W_x^{liq}, momento de resistência líquido, cm³;

$e_x = M_x/N$ excentricidade do ponto de aplicação da força, cm;
$\rho_x = W_x/F$, raio do núcleo da seção, cm;
$\sigma_0 = N/F^{\text{liq}}$, tensão axial produzida pela força longitudinal;
$m_x = \frac{e_x}{\rho_x} = \frac{M_x}{N}\cdot\frac{F}{W_x}$, excentricidade relativa.

Quando se leva em consideração o trabalho do material na fase plástica, o que as normas admitem se se trata dos elementos soldados e laminados das estruturas de aço que não sofrem a ação dinâmica direta, a capacidade portante do elemento é mais alta do que no caso quando se leva em consideração apenas o seu trabalho elástico. O estado limite de elemento submetido à tração excêntrica (esforços M e N) pode ser determinado da mesma forma que o estado limite de uma viga submetida à flexão pelos esforços M e Q (ver o § II, parte 2). Para isso, é preciso determinar a correlação entre M e N que permite conseguir a articulação de plasticidade, e desta forma determinar as linhas limites entre a zona elástica, zona plástico-elástica e zona plástica do trabalho do material na estrutura. Se designar por $N_e = F\sigma_e$, o esforço a que coresponde na seção a tensão de escoamento (na ausência do momento, fig. II.18, *a*) e por $M_e = W_{pl}\sigma_e$, o momento que corresponde à formação da articulação de plasticidade (na ausência da força longitudinal, fig. II.18, *b*), então no caso de ação conjunta de N e de M, os seus valores extremos serão evidentemente:

$$N_{ex}^{M} < N_e \quad \text{e} \quad M_{ex}^{N} < M_e,$$

isto é,

$$\nu = N_{ex}^{M}/N_e = N_{ex}^{M}/F\sigma_e < 1 \quad \text{e} \quad \mu = M_{ex}^{N}/M_e = M_{ex}^{N}/W_{pl}\sigma_e < 1. \quad \text{(II.27)}$$

Com o aumento gradual da força P aplicada fora do centro (fig. II.18, *c*), os diagramas das tensões na seção, passam pelas fases mostradas nas figuras II.18 *d* e *e* e atingem o diagrama extremo com a articulação de plasticidade, deslocada em relação ao eixo da barra

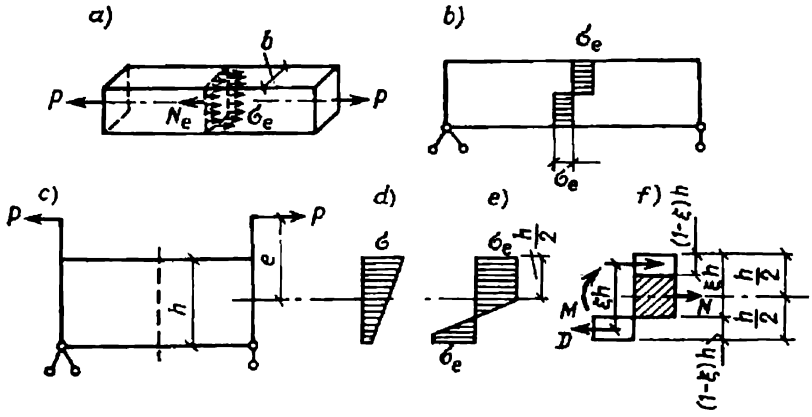


Fig. II.18. Diagramas limites das tensões de um elemento submetido à compressão excêntrica

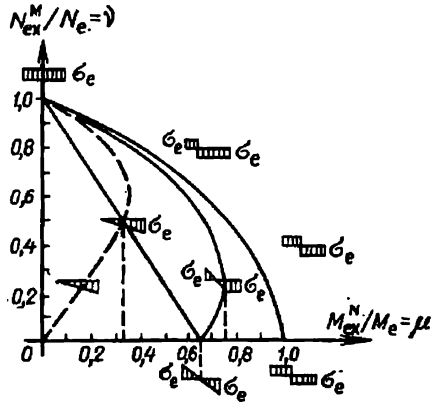


Fig. II.19. Curvas limites das zonas de estados de tensão no caso de ação simultânea dos momentos de flexão M e forças longitudinais N

(fig. II.18, *f*). Pode-se considerar que o momento é agüentado pelo par interno de forças, que se formam nas áreas iguais da zona comprimida do diagrama das tensões e de uma parte da zona do diagrama correspondente à tração; a força longitudinal cabe à parte central simétrica do diagrama das tensões que está hachurada na fig. II.18, *f*.

Por exemplo, para uma seção retangular (espessura b e altura h) obtemos:

$$M_{ex}^N = D\xi h = \sigma_e b\,(1-\xi)\,h\xi h = \\ = \sigma_e b h^2 \xi\,(1-\xi);$$

$$N_{ex}^M = \sigma_e b h\,(2\xi - 1)$$

e

$$\nu = \frac{N_{ex}^M}{F\sigma_e} = 2\xi - 1; \quad \mu = \frac{M_{ex}^N}{W_{pl}\sigma_e} = \frac{4M_{ex}^N}{bh^2\sigma_e} = 4\xi\,(1-\xi), \qquad \text{(II.28)}$$

onde $\xi < 1$ vem a designar a distância relativa entre a linha neutra e o bordo da seção. Eliminando ξ das equações (II.28) obtemos a equação procurada da curva limite que tem a forma de uma parábola (fig. II.19).

$$\nu^2 + \mu = 1 \quad \text{ou} \quad (N_{ex}^M/N_e)^2 + M_{ex}^N/M_e = 1. \qquad \text{(II.29)}$$

No caso de seções em T duplo as linhas limites (ou superfícies limites) estão mais proximas de uma reta (ou de um plano); por isso, de acordo com as normas (para aumentar a reserva de resistência), a resistência dos elementos sem orifícios ou cortes nas paredes, submetidos à tração excêntrica, e que não sofrem a influência direta da carga dinâmica, deve ser verificada pela fórmula

$$\left(\frac{N}{F\,\mathrm{liq}\,R}\right)^{3/2} + \frac{M_x}{W_{x\,pl}R} \leqslant 1. \qquad \text{(II.30)}$$

2. Barras submetidas à compressão excêntrica e à compressão e flexão

No caso de aplicação da força de compressão com uma certa excentricidade a barra trabalha em regime de compressão excêntrica, sendo que ao par da compressão surgem também a flexão e uma flecha (fig. II.20, *a*). No caso de aplicação simultânea de uma força axial longitudinal e de uma carga transversal que provoca a

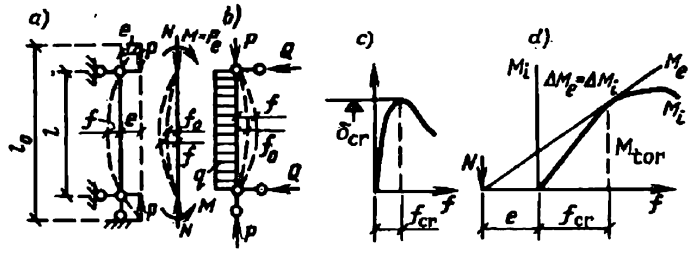


Fig. II.20. Trabalho de uma barra submetida à compressão excêntrica

flexão, a barra trabalha em regime de compressão e flexão (fig. II.20,*b*). Existe uma certa diferença entre o trabalho das barras dos dois tipos, sobretudo nos estados limites com flexibilidades pequenas. No entanto, (para aumentar a margem de resistência) quando da análise de estados críticos as barras submetidas à compressão e flexão são equiparadas às barras que trabalham em regime de compressão excêntrica, sendo a excentricidade $e = M/P$. A compressão central representa praticamente um caso particular da compressão excêntrica com uma excentricidade casual pequena. Com efeito, a capacidade portante de cada elemento (e a perda da estabilidade sempre está ligada à perda da capacidade portante) caracteriza-se pelo fato de que a cada valor do esforço aplicado ao elemento corresponde um só valor da deformação. No presente caso, à medida que aumenta a força P (fig. II.20, *a*) verifica-se o aumento do momento externo também à custa do aumento da flexão $M_e = P(e + f)$. Quando a tensão na fibra extrema de uma barra flexionada, de um lado da seção, ultrapassa o limite de escoamento, então, de acordo com a condição de equilíbrio, nos corpos plástico-elásticos com o aumento do momento (e da flexão) deve diminuir a força normal [fórmula (II.29)], isto é, o valor da força em função da flexão passa pelo seu máximo e começa a diminuir.

A curva da dependência da tensão em relação à flexão mostrada na fig. II.20, *c* tem uma linha ascendente de equilíbrio estável até a consecução da tensão crítica, depois disso começa o crescimento das deformações sem o aumento da carga. A seguir o equilíbrio pode ser mantido somente à custa da diminuição da carga, o que caracteriz a a perda do equilíbrio estável[1]:

$$\frac{d\sigma}{df} = 0. \qquad \text{(II.31)}$$

No caso da perda da estabilidade viola-se o equilíbrio entre os fatores de força externos e os esforços internos, que se desenvol-

[1] **Streletski N. S.** Trabalho dos montantes comprimidos. M., Editora estatal da literatura sobre a construção e a arquitetura, 1959, p. 280; **Rjanitsin A. R.** Estabilidade do equilíbrio dos sistemas elásticos. M., Gostekhteorizdat, 1955, p. 475.

vem dentro da seção da barra quando esta atinge um determinado grau de curvatura.

Normalmente, quando a flexibilidade da barra varia entre pequena e média, o equilíbrio extremo verifica-se no caso do trabalho plástico-elástico do material. A condição básica do estado crítico, quando se esgota a capacidade portante de uma barra comprimida excentricamente, isto é, alcança-se o equilíbrio extremo, é a igualdade dos acréscimos do momento externo e do momento interno:

$$\Delta M_e = \Delta M_i. \qquad \text{(II.32)}$$

Esta condição do estado crítico permite determinar as forças críticas pelo método de análise gráfica, mediante a construção da curva M_i em função da flecha f e da construção da reta $M_e = N(e + f)$, sendo que a excentricidade e marca-se à esquerda da origem das coordenadas e a tangente do ângulo de inclinação da linha tangente é igual a N (fig. II.20, *d*). Na fig. II.20, *d* temos a curva M_i construída em função da flecha f; esta curva corresponde a um valor determinado de σ_0. Esta curva pode ser considerada uma característica da seção; ela não depende de carga externa e é determinada apenas pela forma da seção, pelo momento de inércia, flexibilidade e outras características geométricas referentes à possível curvatura da barra ou à sua flecha. É de se notar que na zona do trabalho elástico a curva M_i tem a forma reta (aumento lento da flecha) e na zona do trabalho plástico, tem uma forma abaulada; o seu máximo corresponde à formação da articulação de plasticidade.

A curva M_i pode ser construída quando existem várias premissas que facilitam esta construção. As dificuldades consistem em determinar a posição da linha neutra na seção da barra quando esta trabalha em regime plástico-elástico; isto depende do diagrama de tração do material e respectivamente do valor do módulo de elasticidade no caso de tração ou de compressão, da forma do eixo curvado da barra e da forma da sua seção transversal.

Para cada valor dado da tensão média $\sigma_0 = N/F$, depois do limite de proporcionalidade pode-se encontrar no diagrama de trações o módulo de deformações plásticas E_{pl}, traçando uma tangente ao ponto $(\sigma_0, \varepsilon_0)$ (fig. II.21, *a*). Na base da hipótese de seções planas as deformações longitudinais $\varepsilon_1 - \varepsilon_0$ e $\varepsilon_2 - \varepsilon_0$ são diretamente proporcionais à distância z da linha neutra, sendo que o coeficiente de proporcionalidade é a curvatura χ, ligada à flecha y por uma dependência diferencial:

$$\varepsilon = \chi z; \quad \chi = \frac{1}{\rho} = y'' = \frac{Py}{EJ}.$$

Determinadas a curvatura da barra e a forma da seção podem ser determinadas as tensões σ_1 e σ_2 (fig. II.21, *b*), da igualdade dos diagramas de tensões correspondentes à flexão. $\left(\int_{F_1} \sigma_1 dF = \int_{F_2} \sigma_2 dF\right)$

pode ser determinada a distância até a linha neutra z. Então o momento interno devido à flexão que surge no processo de encurvamento vem a ser

$$M_i = \int_{F_1} \sigma_1 z\, dF + \int_{F_2} \sigma_2 z\, dF =$$

$$= E \int_{F_1} \varepsilon_1 z\, dF + \int_{F_2} E_{pl} \varepsilon_2 z\, dF.$$

Este momento interno caracteriza a seção. Marcamos a excentricidade da força N na abscissa, à esquerda do eixo de coordenadas (fig. II.20, *d*) e traçamos a reta tangente à curva M_i. Esta reta determina o momento externo $M_e = N(e+f)$. No ponto de tangência será satisfeita a condição $\Delta M_e = \Delta M_i$, o que permite determinar M^{cr} e f_{cr} que correspondem ao respectivo M_i, e determinar, portanto, a força crítica

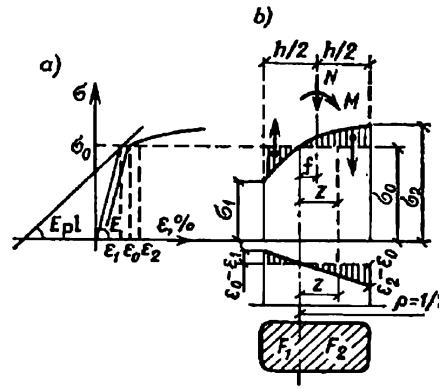


Fig. II.21. Distribuição das tensões no processo da perda da estabilidade por uma barra comprimida excentricamente

$$N_{cr} = M_i^{cr}/(e+f_{cr}), \qquad \text{(II.33)}$$

ou respectivamente a tensão crítica

$$\sigma_{cr} = N_{cr}/F. \qquad \text{(II.34)}$$

Evidentemente, a tensão crítica de uma barra submetida à compressão excêntrica é inferior à de uma barra submetida à compressão central.

Com efeito, continuando a curva da linha elástica da barra (fig. II.20, *a*) até o eixo que liga as forças longitudinais, obtemos uma barra condicional, comprimida no centro, cujo comprimento e flexibilidade são superiores aos de uma barra submetida à compressão excêntrica; portanto $\sigma_{cr}^{ex} < \sigma_{cr}^{0}$.

A fig. II.20, *d* torna evidente que o ponto de tangência da reta M_e sempre está à esquerda do máximo da curva M_i, que caracteriza a articulação de plasticidade; portanto, uma barra no estado crítico, submetida à tração excêntrica e apoiada por articulações (isto é, uma barra estaticamente determinável) sempre tem um núcleo elástico; é precisamente este núcleo que resiste sobretudo à flexão. Nos sistemas estaticamente indeterminàveis que têm encastramentos elásticos é possível o surgimento de uma articulação plástica. Neste caso verifica-se a redistribuição dos esforços ou alteração do esquema nominal da estrutura[1].

[1] **Sóbolev Iu.V.** Pesquisa da estabilidade das barras de aço submetidas à compressão excêntrica no caso de fixação flexível das extremidades. «Boletim das escolas superiores. Série de construção civil e de arquitetura», 1958, N° 9, p. 143.

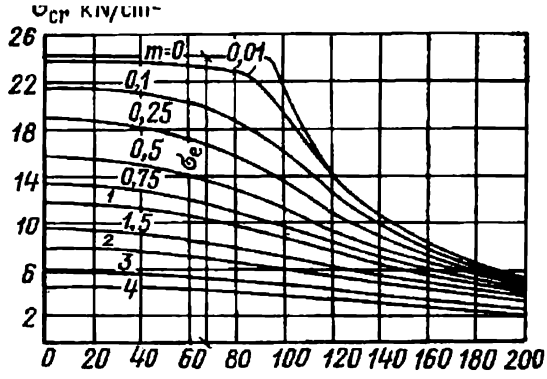


Fig. II.22. Curvas de tensões críticas de uma barra submetida à compressão excêntrica em função da flexibilidade (para um material plástico-elástico ideal)

Portanto, o estado crítico (ou a força crítica de uma barra submetida à compressão excêntrica) depende de f_{cr}, mas não depende do valor da carga externa (II.33). A tensão crítica pode ser expressa em função da flexibilidade da barra λ e da excentricidade relativa relacionada à flexão:

$$m = e/\rho,$$

onde $e = M/N$ é a excentricidade, cm; $\rho = W/F$, raio do núcleo da seção, cm.

A fórmula da tensão causada pela compressão excêntrica, assim como a fórmula da tração excêntrica [ver a fórmula (II.26)], inclui a excentricidade relativa m (para a compressão também foi adotado o sinal positivo)

$$\sigma = N/F + M/W = \sigma_0 (1 + m).$$

Na fig. II.22 estão mostradas as curvas teóricas das tensões críticas das barras de seção retangular submetidas à compressão excêntrica; a seção deste tipo admite a solução geral em forma finita (solução de Ejek) em função da flexibilidade λ e para diversos valores da excentricidade relativa m; quando $m = 0$ a curva superior corresponde à compressão central.

A influência da forma das outras seções é considerada nas normas mediante a introdução da excentricidade reduzida m_1, igual ao produto do coeficiente de influência da forma da seção η pela excentricidade relativa: $m_1 = \eta m$. O coeficiente η corresponde ao desenvolvimento das deformações plásticas na barra no caso da perda da estabilidade. Os valores do coeficiente η estão dados no apêndice 8.

Para o caso mostrado na fig. II.23, *a*, o coeficiente $\eta > 1$, pois o escoamento pode propagar-se rapidamente pelo banzo comprimido e a seção adquire a forma de ferro T. Se a influência do desenvolvimento das deformações plásticas na barra não é muito forte

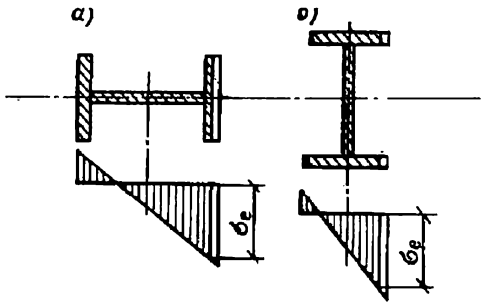


Fig. II.23. Setores de difusão das deformações plásticas e de debilitação da seção em T duplo

a—no caso de excentricidade do plano da alma; *b*—no caso de excentricidade perpendicular à alma

(fig. II.23, *b*) $\eta < 1$. Nestas seções, a plasticidade penetrando das extremidades da seção para o seu centro, debilita a seção de um modo insignificante.

Por analogia com o coeficiente de flexão longitudinal φ (ver o § 10) podemos designar a relação da tensão crítica de uma barra submetida à compressão excêntrica ao limite de escoamento por

$$\varphi^{ex} = \sigma_{cr}^{ex}/\sigma_e, \tag{II.35}$$

daí $\sigma_{cr}^{ex} = \varphi^{ex}\,\sigma_e$. Então a fórmula nominal utilizada para verificar a estabilidade de uma barra submetida à compressão excêntrica pode ser escrita da seguinte forma

$$\bar{\sigma} = N/F \leqslant \sigma_{cr}^{ex} = \varphi^{ex}\sigma_e.$$

Admitindo $\sigma_e = R$ podemos dar a esta fórmula uma forma mais conveniente para o cálculo

$$\sigma = N/(\varphi^{ex}F) \leqslant R, \tag{II.36}$$

onde φ^{ex} é o coeficiente que diminui a resistência nominal para o elemento dado até o valor da tensão crítica da barra submetida à compressão excêntrica.

Os valores do coeficiente φ^{ex} estão dados nos apêndices 6 e 7 em função da flexibilidade condicional da barra $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R/E}$ e da excentricidade reduzida

$$m_1 = \eta m = \eta e/\rho = \eta e F_{tot}/W_{tot}, \tag{II.37}$$

onde $e = M/N$ é a excentricidade da força no plano de flexão, cm;

M, o momento nominal. O seu valor para os pilares de seção constante das armações toma-se igual ao momento máximo nos limites de comprimento do pilar; para os pilares escalonados, ao momento máximo no setor de seção constante; para as consolas, ao momento no encastramento; para as barras com as extremidades apoiadas por articulações, de acordo com a tabela II.12;

N, força longitudinal na seção em questão,

$\rho = W_{tot}/F_{tot}$, raio do núcleo da seção, cm;

W_{tot}, momento de resistência para a fibra mais comprimida.

Normalmente, no processo de determinação da seção, o valor de ρ determina-se de antemão da equação:

$$\rho = W/F = J/(zF) = r^2/z, \qquad \text{(II.38)}$$

onde r é o raio de inércia da seção (os valores aproximados de r estão dados nas tabelas VII.4 e VIII.2);

z, distância entre o eixo neutro e a fibra mais comprimida.

Na tabela II.12 M_1 é o momento máximo nos limites do terço central do comprimento da barra; em todos os casos M não pode ser inferior a $0{,}5M_{max}$; M_2 é o momento nominal que corresponde a $m \leqslant 3$ e $\bar{\lambda} < 4$.

Tabela II.12

Momentos M nominais das barras com extremidades apoiadas por articulações

m	$\bar{\lambda} < 4$	$\bar{\lambda} \geqslant 4$
$m \leqslant 3$	$M = M_2 = M_{max} - \frac{\bar{\lambda}}{4}(M_{max} - M_1)$	$M = M_1$
$3 < m \leqslant 20$	$M = M_2 + \frac{m-3}{17}(M_{max} - M_2)$	$M = M_1 + \frac{m-3}{17}(M_{max} - M_1)$

Quando $m_1 > 4$, além do cálculo pela fórmula (II.36), as barras submetidas à compressão excêntrica podem ser calculadas também pela fórmula binomial de Iassinski

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{tot}} + \frac{M}{W_{tot}} = \frac{N}{F_{tot}}\left(\frac{1}{\varphi} + \frac{e}{\rho}\right) \leqslant R. \qquad \text{(II.39)}$$

Esta fórmula não reflete na íntegra o desenvolvimento das deformações plásticas e menospreza totalmente a influência da forma da seção. A imprecisão desta fórmula é insignificante (5—8 %)[1].

Quando a excentricidade reduzida é grande ($m_1 > 20$), a influência da força longitudinal é pequena e não é preciso verificar a estabilidade do elemento. A resistência do elemento à flexão verifica-se pela fórmula (II.17). Além da verificação da estabilidade no plano de ação do momento, sempre se deve verificar também a estabilidade de uma barra submetida à compressão excêntrica no plano perpendicular ao plano de ação do momento (ver o capítulo VIII).

[1] Leites S. D. Estabilidade das barras de aço comprimidas. M., Editora estatal da literatura sobre a construção civil e a arquitetura, 1954, p. 193.

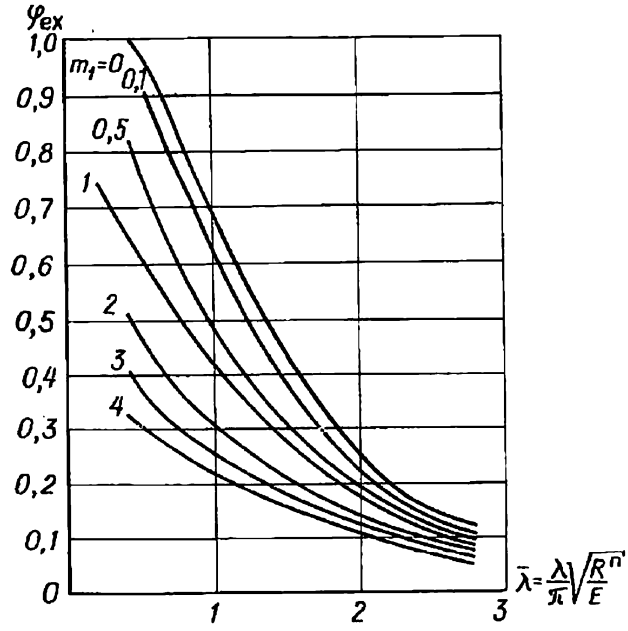


Fig. II.24. Curvas dos coeficientes φ^{ex} para as barras de ligas de alumínio

Para as barras de alumínio submetidas à compressão excéntrica o coeficiente φ^{ex} determina-se de acordo com à excentricidade reduzida $m_1 = \eta eF/W$ e flexibilidade relativa $\bar{\lambda}$, que se calcula pela fórmula

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi}\sqrt{\frac{R^n}{E}} = a\lambda, \qquad \text{(II.40)}$$

onde $\lambda = l/r$, flexibilidade do elemento no plano de ação do momento;

$r = \sqrt{J/F}$, raio de inércia no plano de ação do momento;

a, coeficiente adotado de acordo com a tabela II.13 (sendo o valor médio de $E = 7100$ kN/cm²).

Tabela II.13

Valores do coeficiente a

Marca da liga	a	Marca da liga	a
AMц-M	0,0093	AB-T1 e AMr61	0,0174
AMr-M e АД31-Т	0,0108	Д1-Т	0,0182
AB-T, АД31-Т1 e AMц-П	0,0137	Д16-Т	0,0212
AMr6-M e AMr-П	0,0152	B92 (chapa)	0,017
АД33-Т1	0,0166	B92 (perfil)	0,0207

Os valores de φ^{ex} em função de m_1 e $\overline{\lambda}$ estão dados no gráfico da fig. II.24 (para as barras de seção retangular). O coeficiente η adota-se de acordo com as RNCC. II-B. 5-64. Quando as excentricidades relativas $m > 10$, os coeficientes φ^{ex} são adotados de acordo com a tabela II.14, independentemente do tipo de seção da barra.

Tabela II.14

Coeficientes φ^{ex} para as seções de todos os tipos das ligas de alumínio, sendo as excentricidades grandes

m	$\overline{\lambda}$						
	0,4	0,8	1,2	1,6	2	2,4	3
10	0,094	0,087	0,081	0,078	0,068	0,061	0,05
15	0,063	0,06	0,058	0,056	0,051	0,042	0,039

§ 13. RESISTÊNCIAS NOMINAIS DOS MATERIAIS DAS ESTRUTURAS METÁLICAS

1. Informações gerais

O cálculo das estruturas de aço visa verificar a sua capacidade portante, isto é, a sua resistência, estabilidade e em alguns casos também a sua resistência à fadiga.

O cálculo de resistência e de estabilidade realiza-se na base das cargas nominais (sendo introduzido o coeficiente de sobrecarga). É de se notar que as tensões nominais não devem ultrapassar as resistências nominais do material.

Nas tabelas II.15—II.17 estão dados os valores das resistências nominais do aço laminado e dos lingotes de aço carbono e de ferro-gusa cinzento (para os casos quando se pode menosprezar os coeficientes das condições de trabalho dos elementos das estruturas), estabelecidos nas RNCC. II-B.3-72.

2. Cálculo de resistência à fadiga das estruturas de aço

É preciso calcular a resistência à fadiga das estruturas de aço que agüentam diretamente as cargas móveis repetidas nos prédios e nas construções em que existem guindastes com o regime pesado de trabalho (por exemplo, as lanças dos guindastes nas oficinas de fundição de aço), assim como das estruturas que agüentam diretamente uma carga vibratória regular.

A resistência de uma estrutura à fadiga sob a influência de cargas variáveis (ver o § 8) depende em grande parte da forma da estru-

Tabela II.15

Resistências nominais R (kN/cm²) do aço laminado

Tipo do estado de tensão	Designação convencional	Aço carbono da classe C38/23	Aço de liga pobre das classes			Aço de alta resistência		
			C44/29	C46/33	C52/40	C60/45	C70/60	C85/75
Tração, compressão e flexão	R	21(26)	26(30)	29(31)	34	38	45	53
Cisalhamento	R_{cis}	13	16	17	20	23	26	31
Deformação superficial da extremidade (ajustada)	$R_{mut.\ ex}$	32	39	43	51	57	65	80
Deformação local por causa do aperto (mutilação)	$R_{mut.\ l}$	16	20	22	25	29	33	39
Compressão diametral dos rolos no caso de contato livre (nas estruturas com a mobilidade restrita)	$R_{c.\ r.}$	0,8	1	1,1	1,3	1,5	1,8	2

Notas: 1) Entre parênteses estão indicadas as resistências nominais do aço à tração para as estruturas que podem ser exploradas mesmo depois de o metal conseguir o limite de escoamento.

2) As resistências nominais para o aço do tipo C38/23 foram estabelecidas para os aços laminados cuja espessura não ultrapassa 30 mm. Às espessuras de 31 a 40 mm correspondem $R = 19$ kN/cm²; às espessuras de 41 a 160 mm, $R = 17$ kN/cm².

Tabela II.16

Resistências nominais R (kN/cm²) dos lingotes de aço carbono

Tipo do estado de tensão	Designação convencional	Marcas do lingote	
		15JI	35JI
Tração, compressão e flexão	R	15	21
Cisalhamento	R_{cis}	9	13
Deformação superficial da extremidade	$R_{mut.\ ex}$	23	32
Deformação local no caso do aperto	$R_{mut.\ l}$	11	16
Compressão diametral dos rolos no caso de contato livre (nas estruturas com a mobilidade restrita)	$R_{c.\ r.}$	0,6	0,8

Tabela II.17

Resistências nominais R (kN/cm²) dos lingotes de ferro-gusa cinzento

Tipo do estado de tensão	Designação convencional	Marca do lingote		
		СЧ 12-28 СЧ 15-32	СЧ 18-36 СЧ 21-40	СЧ 24-44 СЧ 28-48
Compressão central e no caso de flexão	R_{com}	16	18	21
Tração no caso de flexão	R_{fl}	4,5	6	8
Cisalhamento	R_{cis}	3,5	4,5	6
Deformação superficial de extremidade	$R_{mut.\ ex}$	24	27	32

Tabela II.18

Valores dos coeficientes a, b e c para a fórmula (II.41)

Classe do aço	Grupo a que pertence o elemento ou a parte da estrutura	a	b	c correspondente ao número de ciclos em milhões				
				0,5	1	2	3	⩾ 5
C38/23	1	1,2	0,6	1,2	1,1	1	0,95	0,9
	2	1,3	0,7					
	3	1,55	0,95	1,3				
	4	1,85	1,25					
	5	2,1	1,5					
	6	2,75	2,15	1,4	1,2			0,85
	7	3,5	2,9					
	8	4,8	4,2					
C44/29 e C46/33	1	1,25	0,65	1,2	1,1	1	0,95	0,9
	2	1,45	0,85					
	3	1,8	1,2	1,4	1,2			
	4	2,4	1,8					
	5	2,75	2,15					
	6	3,8	3,2	1,6	1,3			0,85
	7	4,8	4,2					
	8	6	5,4					

Nota. As juntas soldadas dos banzos das vigas em T duplo pertencem ao segundo ou ao terceiro grupos; as juntas das chapas soldadas a tope, ao quarto grupo e das chapas sobrepostas soldadas, ao oitavo grupo.

tura e das irregularidades da distribuição do fluxo das linhas de força, ligadas à forma da estrutura; isto resulta na concentração das tensões o que propicia a destruição frágil, perigosa para as estruturas.

No processo de cálculo da resistência à fadiga das estruturas de aço os valores nominais são diminuídos mediante a multiplicação pelo coeficiente γ que se determina pelas fórmulas:

se a tensão absoluta máxima é de tração, utiliza-se a fórmula

$$\gamma = \frac{c}{a - b\rho}; \qquad (II.41)$$

se a tensão absoluta máxima é de compressão utiliza-se a fórmula

$$\gamma = \frac{c}{b - a\rho}. \qquad (II.41')$$

Em todos os casos o coeficiente γ não pode ser superior a 1.

Neste caso $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max}$, sendo σ_{min} e σ_{max} os valores absolutos máximo e mínimo de tensão, calculados com os seus respectivos sinais na base da carga estabelecida pela norma sem os coeficientes de dinamismo e os coeficientes φ e φ^{ex}; c é o coeficiente que depende do número de ciclos da carga com que está solicitada a estrutura no processo de exploração; este coeficiente adota-se na base da tabela II.18. Os coeficientes a e b também são adotados de acordo com a tabela II.18 segundo o grupo a que pertence o elemento ou a junta da estrutura; estes dados encontram-se nas RNCC. II-B.3-72.

3. Resistências nominais para as estruturas de ligas de alumínio

As resistências nominais para as estruturas de ligas de alumínio foram estabelecidas nas RNCC. II-B.5-64; estes dados estão indicados nas tabelas II.19 e II.20.

Tabela II.19

Resistências básicas nominais R de tração, compessão e flexão das ligas que não foram submetidas ao endurecimento mediante o tratamento térmico (kN/cm²)

AMц-M	AMц-П	AMг-M	AMг-П	AMг6-M	AMг61-M
5	10	7	14	14	18

Tabela II.20

Resistências básicas R utilizadas nos cálculos de tração, compressão e flexão das ligas endurecidas por meio do tratamento térmico (kN/cm²)

Tipos de produtos (laminados)	Valores de R para diversas marcas e estados das ligas								
	АВ-М	АВ-Т	АВ-Т1	Д1-Т	Д16-Т	АД31-Т	АД31-Т1	АД33-Т1	В92-Т
Chapas com espessura em mm:									
$\delta \leqslant 5$ mm	7	11	17	16	25*	8,5	12	16	17
$\delta = 5{,}1 \ldots 10$	7	10	17	16	25*	8,5	12	16	17
Folhas com espessura em mm:									
$\delta = 10{,}1 \ldots 25$	7	10	17	18	24*	—	—	—	—
$\delta = 26 \ldots 40$	7	9	16	18	24*	—	—	—	—
Perfis com espessura em mm:									
$\delta \leqslant 10$	7	10	17	18,5**	25**	8,5	12	16	25
$\delta = 10{,}1 \ldots 20$	7	10	17	19,5**	25**	8,5	12	16	25
$\delta = 20{,}1 \ldots 40$	7	10	17	21**	27**	—	—	—	—
$\delta > 40$	7	10	17	21**	29**	—	—	—	—
Vergas de diâmetro em mm:									
$d \leqslant 22$	—	—	17	18,5	22	8,5	12	16	—
$d > 22$	—	—	17	18,5	23	—	—	—	—
Tubos de diâmetro em mm:									
$d \leqslant 120$	7	11,5	17,5	17	22	8,5	12	16	25***
$d > 120$	7	11,5	17,5	18,5	23	—	—	—	—

* Chapas e folhas não plaqueadas. Para as chapas e folhas plaqueadas as resistências devem ser diminuídas em 5 %.
** Propriedades mecânicas no sentido longitudinal.
*** Tubos prensados.

Coeficientes de passagem das resistências básicas nominais R para as resistências das ligas de alumínio ao cisalhamento e à deformação

Tipo do estado de tensão	Coeficiente de passagem
Cisalhamento	0,6
Deformação superficial da extremidade (ajustada)	1,5
Deformação local por causa do aperto	0,75

As resistências nominais das ligas de alumínio ao cisalhamento e à deformação são determinadas mediante a multiplicação da resistência básica pelo coeficiente de passagem adotado de acordo com a tabela II.21.

CAPÍTULO III

SORTIMENTO DE ELEMENTOS METÁLICOS DAS ESTRUTURAS

O aço utiliza-se na construção civil em forma de peças laminadas de diversas seções transversais (perfis); estas peças são fabricadas nas usinas metalúrgicas. Existe o aço em forma de chapas e aço perfilado.

A experiência de muitos anos de utilização de diversos perfis permitiu selecionar os tipos mais econômicos e mais convenientes sob o ponto de vista de projeção, que podem ser utilizados nas mais diversas estruturas em diversas condições da construção. Trata-se da cantoneira, ferro em T duplo e ferro em U. Estes três perfis além do aço em forma de chapas e do aço em barras redondas são os elementos metálicos básicos utilizados na construção.

§ 14. CARACTERÍSTICA DOS PRINCIPAIS PERFIS DE PEÇAS LAMINADAS E O SEU EMPREGO

1. Cantoneira (ferro L)

Existem cantoneiras de dois tipos: as de abas iguais (GOST 8509-72) e de abas desiguais (GOST 8510-72), sendo a relação de abas 1 : 1,6. Na construção civil as cantoneiras utilizam-se da seguinte maneira:

1) elemento de união que liga as chapas ou forma um perfil rebitado composto (fig. III.1, *a*);

2) elemento composto de uma ou várias cantoneiras (fig. III.1, *b*) destinado para resistir aos esforços axiais (tração ou compressão);

3) elementos das estruturas destinados para ligar as vigas aos pilares (fig. III.1, *c*), ligar as principais vigas às armações (fig. III.1, *d*) como peças de apoio, nervuras de reforço, etc.

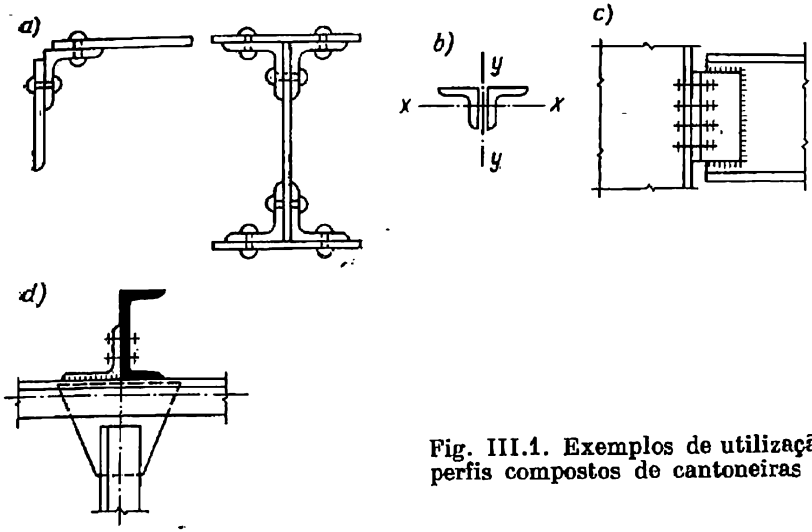


Fig. III.1. Exemplos de utilização de perfis compostos de cantoneiras

A possibilidade de utilizar as cantoneiras em mais diversas esferas resultou no importante desenvolvimento da sua variedade, desde a mais pequena e leve com a dimensão de abas 20 × 20 mm e espessura de 3 mm, designação convencional ⌊ 20 × 3, (a área da sua seção transversal é 1,13 cm²) até o perfil mais potente e pesado ⌊ 250 × 30 (a área da sua seção transversal é 142 cm²).

As abas das cantoneiras têm facetas paralelas o que facilita a projeção de respectivos elementos, a sua fixação e ligação.

O perfil da cantoneira escolhe-se de acordo com a estrutura da seção em geral.

As cantoneiras mais finas convém utilizar para resistir aos esforços axiais como um elemento autónomo no quadro de uma estrutura composta de barras, pois o critério da conveniência de um elemento comprimido é o raio da sua inércia $r = \sqrt{J/F}$, de que dependem a flexibilidade e o coeficiente φ que diminui a resistência nominal. Quanto maior é o valor de r, tanto mais vantajosa é a seção e o raio de inércia das cantoneiras finas é sempre maior do que das cantoneiras grossas. O emprego de cantoneiras finas permite evitar o abaulamento local das abas, pois a relação máxima da aba à sua espessura que de acordo com o catálogo (a flexibilidade da aba) é $b/\delta \leqslant 15 \ldots 17$, garante sempre a estabilidade local das abas. Para os elementos tendidos a espessura das cantoneiras tem uma importância menor, mas também neste caso são geralmente utilizadas devido à sua rigidez maior, as cantoneiras finas, o que as torna mais convenientes para o transporte e montagem.

As cantoneiras finas devem ser utilizadas também na qualidade de elementos de estruturas que não sofrem grandes esforços (por exemplo, em forma de nervura de reforço nas vigas ou peças de fixação). Se as abas dos elementos feitos de cantoneiras sofrem a flexão

grossas.

Nas estruturas portantes de aço, que servem de sustentos, a dimensão mínima das cantoneiras utilizadas nos elementos de trabalho é 50 × 5 e 63 × 40 × 5.

O comprimento das cantoneiras depende das condições de laminação e de transporte, sendo, portanto, para os perfis pequenos 6—9 metros e para os grandes 9—12 metros.

2. Ferros em T duplo

Os ferros em T duplo (GOST 8239-72*) são utilizados sobretudo como vigas submetidas à flexão, o que determina a sua configuração (fig. III.2, *a*). Um perfil em forma de T duplo pode ser utilizado também como elemento de um pilar (fig. III.2, *b* e *c*).

De acordo com o catálogo, aos ferros em T duplo foram atribuídos os números de 10 a 60. O número do elemento corresponde à sua altura em centímetros. Os ferros em T duplo que têm os números de 18 a 30 inclusive são munidos de banzos de larguras e espessuras diferentes, sendo as suas almas iguais; os elementos desta série são designados com a letra «a». Os elementos da série «a» têm banzos mais potentes e por isso são especialmente adequados para as estruturas submetidas à flexão.

Ao aplicar os ferros em T duplo nas estruturas deve-se ter em conta que no processo de laminação podem verificar-se desvios das dimensões estabelecidas pelas normas. Os desvios admissíveis em altura são ± 3 mm para os elementos desde o N° 20 até o N° 36; para os elementos cujos números variam de 40 para cima, ± 4 mm. As facetas internas do banzo de um ferro em T duplo têm um declive de 12 %, o que torna difícil a fixação de peças no seu lado interno.

Os comprimentos normais dos ferros em T duplo são 6,9 e 12 metros, mas na base de um acordo com a respectiva empresa podem ser fornecidos elementos de 15 metros de comprimento (números de 30 a 45); o comprimento dos elementos dos números 46—60 pode ser 15—18 metros.

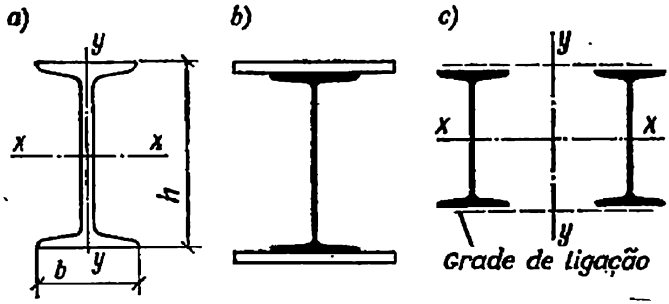


Fig. III.2. Exemplos de utilização dos ferros em T duplo

3. Ferros em U

A diferença entre um ferro em U (GOST 8240—72*) e um ferro em T duplo consiste em que no primeiro caso a alma está deslocada para a extremidade dos banzos, o que torna esses elementos especialmente convenientes para ligar às almas dos outros elementos (fig. III.3, *a*). Os ferros em U podem ser utilizados como elementos submetidos à flexão, por isso eles são utilizados, por exemplo, como vigas principais nas coberturas de prédios industriais. Uma vez que a seção relativa ao eixo vertical $y - y$ não é simétrica, um ferro em U é susceptível, como regra, à torção e sofre, portanto, tensões adicionais.

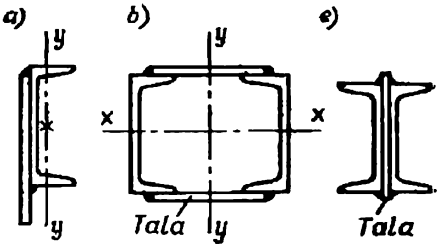


Fig. III.3. Exemplos de utilização dos ferros em U

Os ferros em U utilizam-se amplamente nas estruturas submetidas aos esforços axiais, nos perfis compostos de dois elementos ligados por talas ou grades, por exemplo, nos pilares (fig. III.3, *b*), cintas das armações (fig. III.3, *c*), etc.

De acordo com o catálogo, aos ferros em U foram atribuídos os números desde 5 a 40. Os elementos N°N° 14—24 são laminados com banzos de espessuras e larguras diferentes, sendo a alma igual; estes elementos são designados com a letra «a». O desvio admissível em altura é $\pm$ 3 mm para os números de 20 a 30 e $\pm$ 3,5 mm para os números de 33 a 40. As facetas internas dos banzos de um ferro em U têm o declive 1 : 10; os comprimentos normais destes elementos são 6, 9 e 12 metros, mas mediante um contrato especial podem ser aumentados até 18 metros.

4. Chapas de aço

As chapas de aço utilizam-se amplamente na construção civil constituindo freqüentemente de 40 a 60 % do peso de toda a estrutura; algumas estruturas especiais, os invólucros, são construídos totalmente das chapas de aço. A razão do uso tão amplo das chapas, mesmo nos sistemas de barras, é a possibilidade ilimitada de criar qualquer perfil de dimensões, potência e configuração necessárias mediante a solda e rebitagem de chapas.

As chapas de aço são classificadas da seguinte forma:

a) chapas de aço finas laminadas a quente (GOST 3680—57*) cuja espessura é de 0,5 a 4,05 mm, largura 600—1000—1400 mm (de acordo com a espessura) e o comprimento é 1,2—2; 2,5, 4 m; na construção civil as chapas de aço deste tipo utilizam-se para os perfis estampados e para a cobertura do telhado;

b) cintas de aço (GOST 103—57*) que têm a espessura de 4 a 60 mm e largura de 12 a 200 mm, sendo a diferença entre os dois

tipos seguintes 2 mm; o emprego das cintas de aço é conveniente somente quando se pode encomendar uma grande quantidade deste material;

c) aço universal (GOST 82—70) de arestas lisas; a largura das chapas é de 160 a 1050 mm sendo a diferença entre os dois tipos seguintes de 10 a 50 mm, a espessura é de 4 a 60 mm com a variação entre os dois tipos seguintes de 2 a 4 mm (a partir da espessura de 12 mm); os comprimentos normais desses elementos variam de 6 a 12 metros. A utilização das chapas de aço universal é altamente racional graças às suas arestas lisas;

d) chapas de aço grossas (GOST 5681—57*) que têm a espessura de 4 a 160 mm, sendo a diferença entre os dois tipos seguintes de 0,5 mm para as espessuras de 4 a 6 mm; 1 mm para as espessuras de 7 a 30 mm e 2 mm para as chapas mais grossas, até 40 mm. A espessura das chapas de aço grossas varia de 600 a 2500 mm, atingindo inclusive a espessura de 3 000 mm sendo a diferença de espessuras entre os dois diversos tipos de 100 mm. A encomenda de chapas de largura superior a 1800 mm requer um contrato especial com a empresa fornecedora. O comprimento das chapas varia de acordo com a sua espessura de 4 a 8 metros e mediante um acordo especial com a respectiva empresa pode ser também de 12 m.

§ 15. OUTROS PERFIS LAMINADOS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO CIVIL

Além de perfis básicos acima enumerados na construção civil utilizam-se os perfis de vários outros tipos:

1) aço quadrado (GOST 2591—71) com bordas retas e arredondas e dimensões dos lados de 40 a 250 mm;

2) aço redondo (GOST 2590—71) com diâmetro de 9,5 a 250 mm; emprega-se para elementos de ligação, pinos de ancoragem, etc., assim como, na qualidade de armadura das estruturas de concreto armado;

3) arame de aço carbono de alta resistência para as estruturas submetidas ao esforço prévio (GOST 7348—63), o seu diâmetro varia de 0,2 a 5 mm, etc.;

4) tubos de aço sem costura, de paredes grossas (GOST 8732—70*), os seus diâmetros e espessuras variam de 42 × 2,5 até 377 × 20 e 500 × 15 mm;

5) trilhos (GOST 4121—62*) para as lanças de guindaste. A espessura nominal da cabeça do trilho em mm determina o número do trilho (desde KP-70 até KP-140); o comprimento é de 9 a 12 metros;

6) chapas de aço estriadas (GOST 8568—57*) para os degraus e rebaixos das escadas em que é possível o movimento de pessoas; a espessura das chapas (com estrias) é de 6, 8 e 10 mm, a largura é de 600 a 1400 mm e o comprimento até 6 m;

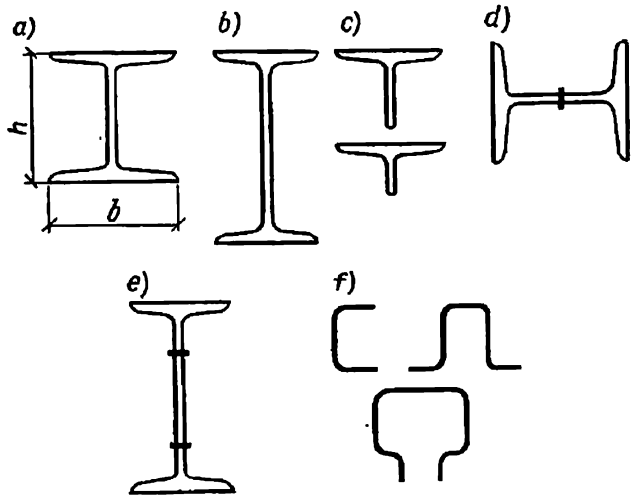


Fig. III.4. Perfis utilizados na construção moderna

7) chapas de aço estirado e perfurado (GOST 8706-58) utiliza-se para revestir o chão nos locais em que é possível a acumulação de poeira. A espessura das peças brutas é de 4 a 6 mm (a espessura padronizada é de 13 a 21 mm, a largura é de 500 a 1400 mm e o comprimento até 6 m);

8) aço ondulado (GOST 3685—71*) utiliza-se na qualidade de cobertura sem a camada de proteção contra o frio nas oficinas com a temperatura elevada; a espessura das chapas varia de 1 a 1,75 mm, largura de 700 a 1000 mm, comprimento é de 2000 mm; altura da onda, de 30 a 35 mm;

9) perfis especiais dos caixilhos metálicos para envidraçar os prédios industriais e alguns prédios civis (GOST 7511—73).

No processo de projeção é preciso procurar diminuir ao mínimo o número de perfis, tratando ao mesmo tempo de evitar um aumento considerável da massa da estrutura.

Apesar da variedade bastante grande de perfis laminados a siderurgia nem sempre consegue satisfazer as necessidades da construção; os perfis deficientes devem ser produzidos mediante a solda ou rebitagem das chapas e dos outros perfis o que torna as estruturas mais caras. Para satisfazer mais completamente as exigências da construção foi planejada e em parte já se realiza a produção dos seguintes perfis:

1) ferro em T duplo com banzos largos (fig. III.4, *a*), altura até 1000 mm e relação da largura do banzo à altura da alma de 1 : 1 até 1 : 2,5. Foi organizada a produção especial de ferros em T duplo soldados com banzos largos;

2) ferro em T duplo com alma fina (fig. III.4, *b*) para as estruturas leves de vigas submetidas à flexão, com a espessura mínima

da alma (GOST 8182—82*). Estes perfis oferecem uma economia de 30—35 % em comparação com as peças comuns deste tipo;

3) ferros em T (fig. III.4, *c*) com a parede longa ou curta e banzos largos; estas peças podem ser utilizadas como elementos independentes das cintas das armações em forma de um perfil em H com uma só costura soldada (fig. III.4, *d*) ou como elementos de uma seção soldada em T duplo de grande altura com uma chapa fixada entre elas (fig. III.4, *e*);

4) perfis de aço em chapas, fabricados mediante o encurvamento nas máquinas especiais ou por meio da laminação a frio (fig. III.4, *f*). O emprego destas peças é especialmente adequado nos elementos de estruturas leves, assim como nas estruturas que agüentam esforços insignificantes, mas exigem uma grande rigidez. Os perfis deste tipo podem ter as mais diversas formas (GOST 8276—63*, 8278—63).

§ 16. PERFIS DE LIGAS DE ALUMÍNIO

Na construção civil utilizam-se sobretudo as ligas de alumínio deformáveis em forma de diversos perfis ou chapas.

O metal perfilado é produzido por meio da prensagem, dobragem ou estampagem.

A prensagem realiza-se a quente (~ 400°C) nas prensas hidráulicas em que um lingote redondo (cujas dimensões máximas são $d \times l = 345 \times 1450$ mm) é extrudado através de uma matriz que tem o orifício correspondente ao perfil dado (fig. III.5). Esta dimensão do lingote exige que a seção transversal do perfil possa ser inscrita num círculo, cujo diâmetro é 320 mm; em alguns casos, quando existe uma prensa especialmente potente, num círculo de diâmetro de 530 mm. Tendo um jogo de matrizes com orifícios de diversas configurações, pode-se obter os perfis prensados dos mais diversos tipos. A escala relativamente pequena de emprego das estruturas de alumínio não permite estabelecer a nomenclatura de perfis mais usados. Para os perfis em forma de cantoneiras, devido ao módulo de elasticidade pequeno das ligas de alumínio e relação crítica pequena da largura livre das abas à sua espessura $b/\delta \leqslant 7 \ldots 12$, foram propostos «bolbos» especiais nas extremidades

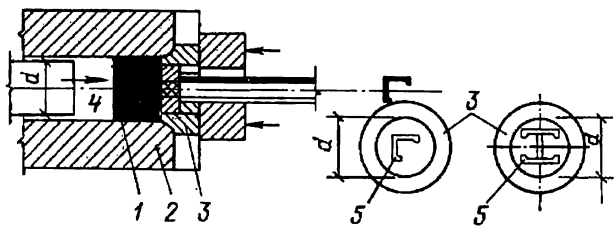


Fig. III.5. Prensagem de um perfil de alumínio
1—peça bruta de alumínio; *2*—cilindro; *3*—matriz; *4*—punção; *5*—orifícios na matriz

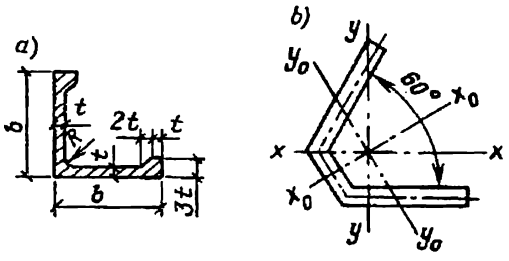


Fig. III.6. Perfis de alumínio
a—cantoneira com «bolbos» nas extremidades de abas; *b*—perfil para postes das linhas elétricas

das abas (fig. III.6, *a*), o que aumenta a relação b/δ até 10—20 de acordo com a forma da seção. Um perfil pode ter também a forma fechada, por exemplo a forma de tubo. A fig. III.6, *b* oferece um exemplo de perfil prensado utilizado nas cintas dos postes das linhas elétricas.

Os perfis com as dimensões das seções até 120 mm foram catalogados (as cantoneiras, em GOST 8110—56, os perfis em Z, em GOST 8111—56, os ferros em T e em T duplo, em GOST 8112—56 e os ferros em U, em GOST 8113—56). As seções em forma de tubos utilizam-se de acordo com GOST 1947—56.

Depois da prensagem os perfis são submetidos ao tratamento térmico: têmpera, maduração, recozimento, etc.

Os perfis encurvados são fabricados basicamente das chapas e bandas finas com a espessura até 4 mm. O metal em forma de chapas é laminado a frio (quando a sua espessura não supera 5 mm) e a quente (com a espessura até 80 mm), sendo a sua largura cerca de 2 metros e o comprimento 7 m. As chapas de ligas de alumínio do tipo de duralumínio antes do uso são submetidas ao chapeamento, isto é, cobertas com uma camada fina de alumínio puro a fim de impedir a corrosão. As chapas das ligas que não podem ser submetidas ao endurecimento mediante um processo térmico, das ligas AB, B92, assim como perfis de ligas de todas as marcas, podem ser utilizadas sem o chapeamento.

As chapas utilizadas como forros de paredes podem ser tingidas com diversos pigmentos não orgânicos mediante a anodização.

CAPÍTULO IV

JUNTAS SOLDADAS

§ 17. TIPOS DA SOLDA E A SUA CARACTERÍSTICA GERAL

O método mais comum de junção dos elementos das estruturas de aço é a solda elétrica. Existe a soldagem manual, automática, semi-automática e a soldagem ao arco em atmosfera de gás.

1. Soldagem elétrica manual

A soldagem com o arco voltáico tem como base o fenômeno de surgimento do arco voltáiço entre a barra de aço (o eletródio) e as peças de aço soldadas (fig. IV.1), que funde o metal básico e o metal do eletródio, formando a junta soldada que une diversas peças num todo único.

A soldagem com um electródio aberto (um arame) e com o arco sem proteção produz costuras de má qualidade, uma vez que no metal fundido da costura penetra o oxigênio que forma os óxidos e o nitrogênio; este último forma nitretos o que torna a junta soldada frágil. Para formar o meio protetor de gás e ionizar melhor o espaço aéreo os eletródios são cobertos com um revestimento. Este

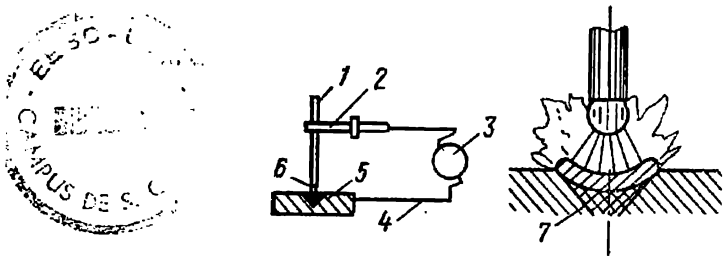


Fig. IV.1. Esquema da solda elétrica e o arco voltáico
1—eletródio metálico; *2*—porta-eletródio; *3*—fonte da corrente; *4*—fio; *5*—peça soldada; *6*—arco voltáico; *7*—costura (junta)

mesmo revestimento forma no banho de fusão a escória que desoxida e purifica o metal, assim como casca de escória que protege a superfície quente da costura do contato com o ar e oxidação. Inicialmente na qualidade de revestimento dos eletródios era utilizado o giz diluído no vidro líquido (o chamado revestimento de giz ou ionizante). A camada deste revestimento era bastante fina (eletródio de revestimento fino). No entanto, a qualidade da junta soldada era bastante precária. Atualmente existem revestimentos especiais com que se cobrem os arames utilizados como eletródios (eletródios de revestimento grosso). Estes revestimentos contêm diversas substâncias que melhoram as propriedades mecânicas das costuras[1].

A soldabilidade do aço utilizado na construção depende em grande parte do seu teor do carbono. Para soldar elementos de aço em que o teor do carbono supera 0,22 % é preciso utilizar eletródios com revestimentos especiais. Para a soldagem de aços comuns empregados na construção civil utilizam-se eletródios comuns com revestimento grosso (tabela IV.1).

Existe uma grande variedade de revestimentos de alta qualidade para os eletródios; por isso estes últimos são classificados não de acordo com a composição dos revestimentos, mas conforme os resultados das experiências mecânicas das amostras do metal depositado por soldagem e da junta soldada. Os seus valores não podem ser inferiores aos que estão indicados na tabela IV.1.

São seguintes os tipos básicos dos eletródios utilizados na construção: para soldar as estruturas de aço 3, eletródios do tipo Э42; para soldar as estruturas que trabalham em condições especialmente difíceis, Э42A; para soldar as estruturas de aço de liga pobre, os eletródios do tipo Э50A e Э55, que garantem a qualidade necessária da junta soldada. Nos elementos e peças nominais o emprego dos eletródios Э34 é impossível devido à fragilidade e plasticidade pequena da costura.

A resistência das juntas soldadas depende em grande parte da estrutura da costura e das inclusões não metálicas que se encontram nela (escórias, pequenas bolhas de gás que surgem no processo de arrefecimento da costura). Os poros microscópicos internos criam a concentração das tensões em volume, aumentando a fragilidade da costura. Na fig. IV.2 vemos a microsseção de uma junta soldada que mostra a sua estrutura e uma pequena fratura na raiz da costura que liga duas pequenas inclusões de escória. O surgimento de fraturas na junta soldada é inadmissível.

As fraturas de solda podem ser quentes (fig. IV.2) e frias.

As fraturas quentes surgem às vezes no processo de esfriamento da costura no intervalo de temperaturas de 1000 a 1350° C. As fra-

---

[1] **Alexeiev E. K., Melnik V. I.** Soldagem na construção civil. M., Stroiizdat, 1969.

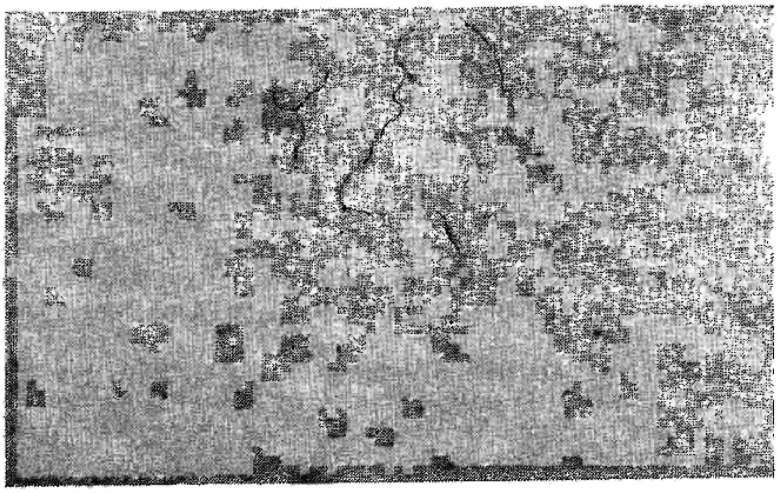


Fig. IV.2. Fissuras nas juntas soldadas

turas frias são na maioria dos casos um resultado das tensões de tração que surgem nas costuras no processo de contração.

A fig. IV.3 mostra a estrutura de uma junta soldada e a distribuição das temperaturas ao longo da seção da costura. Aí surgem três zonas: zona do metal básico, zona transitória e zona do metal depositado por soldagem.

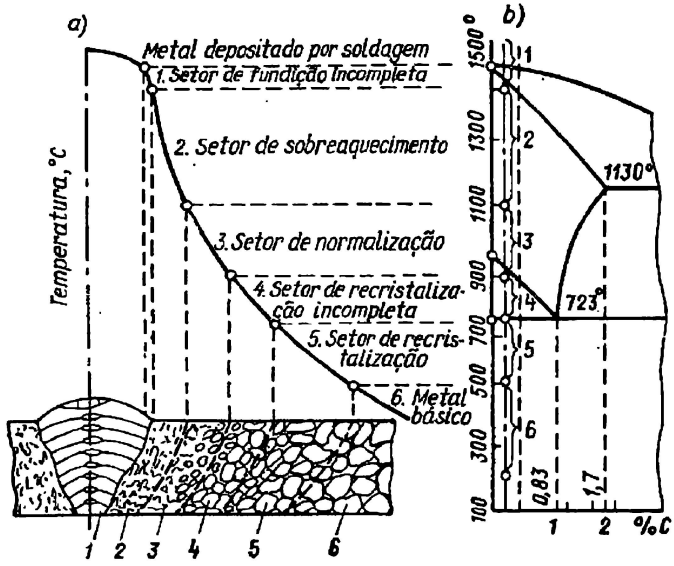


Fig. IV.3. Estrutura de uma junta soldada

a—zona de aquecimento do metal; *b*—diagrama incompleto do estado «ferro—carbono»

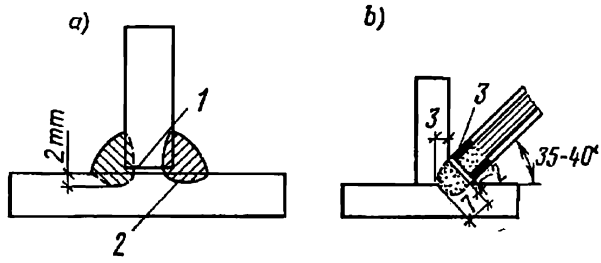


Fig. IV.4. Soldagem de juntas angulares
1—fenda; 2—raiz da costura; 3—parte dianteira do revestimento

A zona do metal básico é a sua parte situada junto da costura; a sua temperatura não sobe do nível crítico (t = 723° C), até o qual o metal conserva as suas qualidades mecânicas.

A zona transitória (zona junto da costura) ou a zona de influência térmica está situada entre o metal básico e o metal depositado por soldagem. Nesta zona no processo de soldagem verifica-se a alteração brusca da temperatura desde 1500 graus (temperatura de fundição) até 723° C. A estrutura do metal nesta zona é irregular. No setor em que a temperatura é superior a 1000—1100° C verifica-se o crescimento de cristais, forma-se uma estrutura de grãos grossos e pioram as qualidades mecânicas do metal. A zona transitória é o local mais fraco da costura.

A infiltração do metal depositado por soldagem no metal básico chama-se penetração; quanto maior é a sua profundidade, tanto melhor é a junta soldada. Normalmente a profundidade de penetração é 1,5—2 mm. É especialmente importante que a profundidade necessária de penetração esteja precisamente na raiz das costuras angulares das estruturas que sofrem cargas variáveis.

Se a borda da chapa não está bem trabalhada, no local do seu contato com outra peça pode existir uma fenda; isto altera a forma da junta soldada, provoca a concentração das tensões e formação de fraturas minúsculas. Com o tempo elas se desenvolvem por causa de cargas variáveis e podem resultar na ruptura da costura (fig. IV. 4, *a*).

A penetração profunda consegue-se com a ajuda da solda automática ou mediante a utilização do chamado método de solda com a penetração profunda (arco voltáico curto) cuja essência é mostrada claramente na fig. IV.4, *b*.

Para verificar a soldabilidade e a resistência de uma junta soldada além dos ensaios de tração, utiliza-se também o ensaio tecnológico de flexão (fig. IV.5). Este ensaio caracteriza a ductilidade quase estática da junta, que é proporcional ao ângulo de dobragem, e oferece uma possibilidade simples e segura de revelar simultaneamente a resistência e a plasticidade da junta soldada.

Tabela IV.1

Propriedades mecânicas das amostras de juntas soldadas e do metal depositado por soldagem

Tipo de eletródios (GOST 9467—60)	Junta soldada a tope		Amostras do metal depositado por soldagem na costura			Marcas de revestimentos e de fundentes mais usados	Arame de acordo com GOST 2246—70*	Marcas de aço que podem ser soldadas com eletródios deste tipo
	resistência temporária à ruptura σ_t, kN/mm²	α, Angulo de dobragem, graus	resistência temporária à ruptura σ_t, kN/mm²	resiliência, J/cm²	alongamento relativo de amostras curtas, %			
Solda manual								
Э42	42	120	42	80	18	ОММ-5, ЦМ-7, МЭЗ-04, СМ-5, МР-3	Св-08	Aço 3
Э42А	42	180	42	140	22	УОНИ-13/45, УП-1/45, УП-2/45, СМ-11, МР-3	Св-08А	Aço 3 nas estruturas que trabalham em condições difíceis
Э50А	50	150	50	130	20	УОНИ-13/55, УП-1/55, УП-2/22, ДСК-50	—	Aços 4, 5 e de resistência elevada
Э55	55	140	55	120	20	УОНИ-13/55, ЦЛ-5, К-2, К-5	—	Aços 10ХСНД e de resistência elevada
Solda automática sob uma camada de fundente								
—	42	120	42	80	18	АН-348А ОСЦ-45	Св-08ГА	Aço 3 é aço de elevada e alta resistência

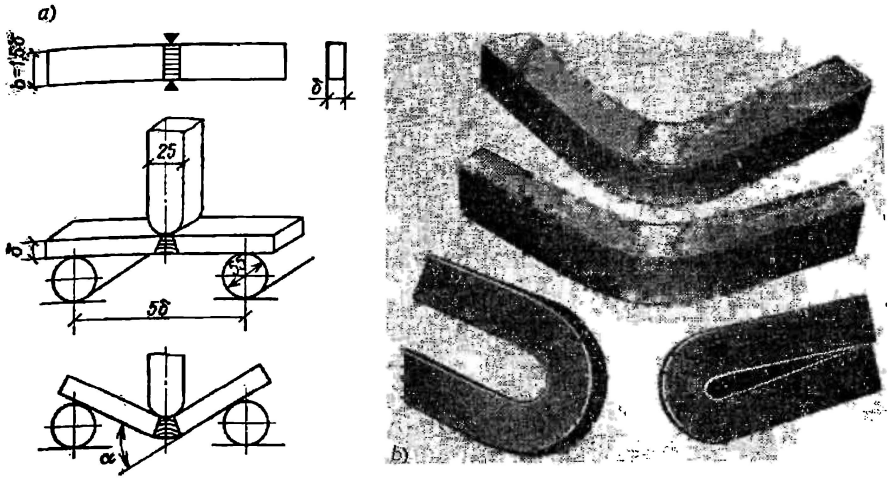


Fig. IV.5. Ensaios de dobragem
a—do metal depositado por soldagem; *b*—das amostras soldadas e do metal inteiro

2. Soldagem automática e semi-automática

O princípio de soldagem automática sob o fundente consiste em que o eletródio é adiantado ao local de solda automaticamente sendo desenrolado ao mesmo tempo um pandeiro de arame de eletródio (fig. IV.6). O eletródio é avançado por uma cabeça automática de soldagem que desempenha a mesma função que a mão

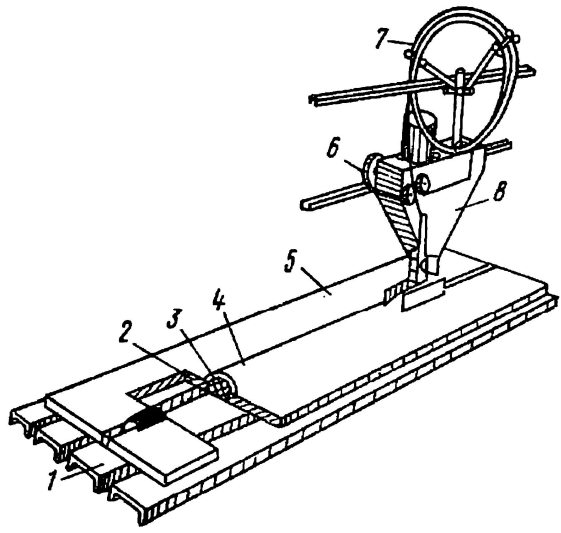


Fig. IV.6. Esquema de soldagem automática sob uma camada de fundente
1—bancada; 2—junta soldada; 3—crosta de escória; 4—fundente; 5—metal básico; 6—mecanismo automotriz; 7—arame de eletródio; 8—cabeça de solda

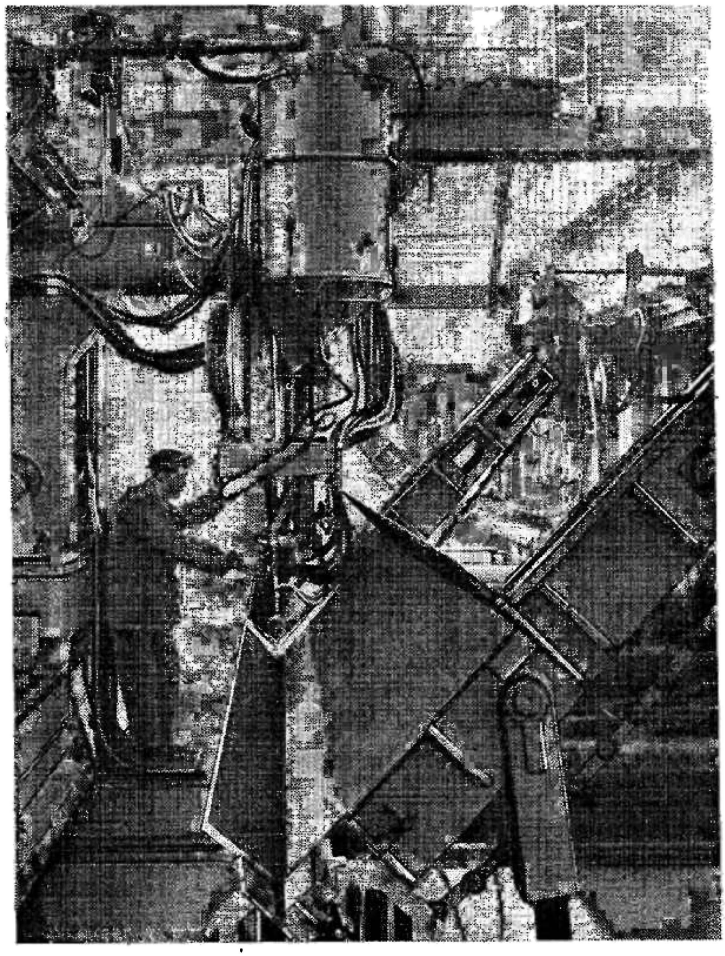


Fig. IV.7. Soldagem automática das costuras angulares das vigas

do soldador no caso da soldagem manual. Em vez do revestimento utiliza-se o pó de composição química rigorosamente determinada (o fundente) que cobre a extremidade do eletródio. O fundente isola totalmente o local de soldagem do ar, pois o arco voltáico encontra-se sob uma camada de fundente. Isto produz uma costura uniforme e densa com penetração profunda e altas características mecânicas (ver a tabela IV.1).

No processo de soldagem automática utiliza-se a corrente de intensidade muito elevada (600—3000 A), por isso a sua produtividade é 3—5 vezes (e às vezes até dezenas de vezes) mais alta do que no caso da soldagem manual. No processo de projeção de estruturas cujas juntas devem ser feitas mediante a soldagem automática, é preciso dispor os elementos de forma que a cabeça da solda

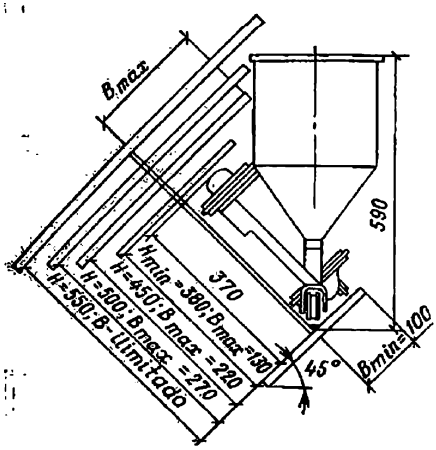


Fig. IV.8. Dimensões máximas das almas e dos banzos de uma viga que pode ser soldada pelo dispositivo automático TC-17M

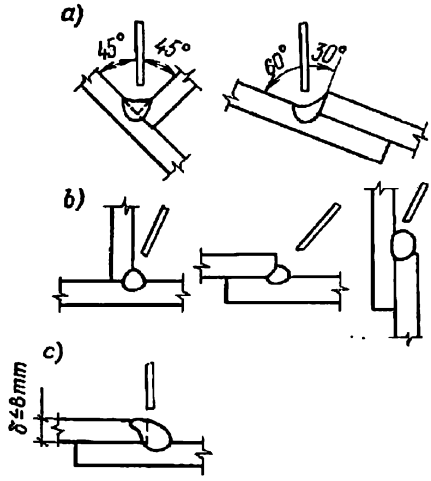


Fig. IV.9. Soldagem automática das costuras angulares numa posição inferior

a—«em lancha»; *b*—com o eletródio inclinado; *c*—mediante o método de fundição

possa se deslocar livremente. A soldagem automática pode ser executada numa instalação estacionária ou com a ajuda de dispositivos de soldagem automática[1] (fig. IV.7, IV.8). Normalmente a soldagem deste tipo executa-se quando a costura está na posição inferior (fig. IV.9) utilizando os condutores giratórios ou fixos.

Para a soldagem dos elementos cuja espessura ultrapassa 24 mm utiliza-se o método de chamada soldagem sem o arco, denominado também método de soldagem elétrica sob uma camada de escória (fig. IV.10) por meio da qual pode-se soldar peças de grande espessura (até 200—300 mm). Neste caso a corrente atravessa o fundente (escória) fundido desprendendo o calor suficiente para a fundição do material básico e do material do electródio. Esse método é destinado para as costuras verticais.

Quando as costuras não podem ser feitas com a solda automática, pode-se utilizar a solda semi-automática com mangueira sob

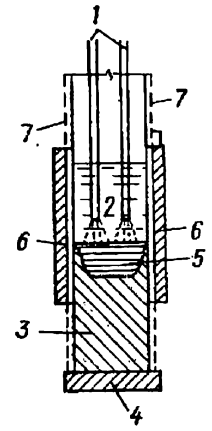


Fig. IV.10. Esquema da soldagem sob uma camada de escória

1—eletródios; *2*—fundente; *3*—metal solidificado; *4*—sapata; *5*—banho de soldagem; *6*—corrediças; *7*—via de deslocamento das corrediças

[1] **Abarinov A.A., Petrov V.P.** Tecnologia de fabricação das estruturas metálicas. M., «Escola Superior», 1969.

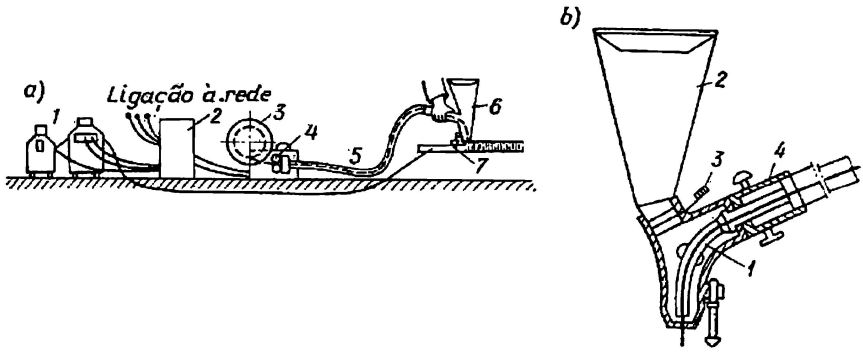


Fig. IV.11. Soldagem semi-automática

a—dispositivo para a soldagem semi-automática: *1*—transformador de soldagem; *2*—caixa; *3*—pandeiro de arame; *4*—rolos de avanço; *5*—mangueira flexível; *6*—porta-eletródio e funil em que se deposita o fundente; *7*—peça soldada; *b*—porta-eletródio ДП5: *1*—bocal tubular; —funil para o fundente; *3*—chapeleta; *4*—cabo com botões de comando

uma camada de fundente. A idéia da solda deste tipo é seguinte: o arame de eletródio fino (diâmetro 2 mm) é avançado mecanicamente ao local de solda por uma mangueira flexível, enquanto o deslocamento do electródio ao longo da costura realiza-se manualmente (fig. IV.11, *a*). O fundente vem diretamente da tremonha do porta-eletródio (pistola de soldar) em que se encontram também os botões de comando (fig. IV.11, *b*). A fig. IV.12 mostra a fixação por meio da soldagem semi-automática das nervuras de reforço de uma viga.

Futuramente deve ser difundido o método de soldagem semi-automática com mangueira, em que em vez do arame de eletródio será utilizado um tubo fino cheio de um pó especial que deve substituir o fundente (os eletródios em pó). A soldagem deste tipo é especialmente conveniente nas operações de montagem.

3. Soldagem ao arco em atmosfera de gás

Entre diversos métodos de soldagem em atmosfera de gás utiliza-se cada vez mais a soldagem em gases de proteção: ou seja, a soldagem no gás carbônico e soldagem ao arco em argônio.

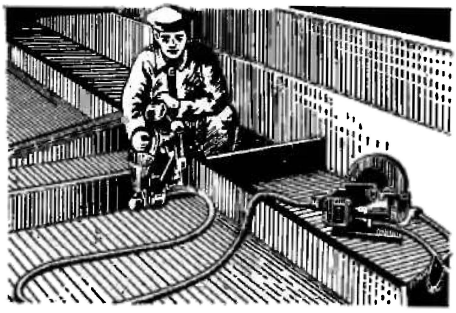


Fig. IV.12. Soldagem semi-automática das nervuras de rigidez das vigas

A soldagem no gás carbônico utiliza-se para os aços com baixo teor de carbono. O gás que é fornecido a um maçarico especial passa em torno de um eletródio de arame, que pode ser avançado automaticamente.

São seguintes as vantagens deste método de soldagem: alta produtividade, baixo custo, grande profundidade de penetra-

ção; além disso, graças à alta temperatura do jato de gás de proteção, aquecido pelo calor do arco, o metal arrefece devagar e a costura resulta mais compacta. A possibilidade de automatizar o processo de soldagem sem a aplicação de fundentes torna esse método bastante prometedor.

A soldagem ao arco em argônio utiliza-se sobretudo para soldar as estruturas de alumínio e chapas finas de aço inoxidável de liga rica e aço termorresistente. A soldagem deste tipo realiza-se com a ajuda de um maçarico dentro do qual passa um eletródio de volfrâmio infusível que excita e mantém o arco elétrico; em torno do eletródio passa um fluxo de argônio que serve na qualidade de gás de proteção. No banho de solda introduz-se um aditivo em forma de arame.

No caso de soldagem das estruturas de alumínio é possível também a aplicação de eletródios fusíveis.

4. Outros tipos de soldagem

Soldagem por pontos. Esse método utiliza-se pouco para soldar as estruturas de aço, pois não proporciona o nível estável de resistências das peças grossas.

Soldagem a gás. A combustão do acetileno num fluxo de oxigênio produz uma temperatura bastante alta (3200° C) o que resulta na fundição e na soldagem do metal básico e do aditivo em forma do arame que se introduz na chama de gás. A soldagem a gás é pouco produtiva e por isso se aplica raramente, sobretudo nos reparos das estruturas.

5. Soldagem de estruturas de alumínio

Durante muito tempo a soldagem não podia ser aplicada nas estruturas de alumínio devido à combinação enérgica do alumínio fundido com o oxigênio e formação de uma crosta de óxido nos pingos do metal fundido, o que impede a soldagem. Se a soldagem se realiza no ambiente de argônio, um gás inerte, esta crosta não se forma. A soldagem pode ser efetuada com um eletródio de volfrâmio infusível com um aditivo de arame de alumínio, o que é racional para as chapas, cuja espessura varia de 1 a 6—8 mm. As chapas com espessura de 6 a 40 mm convém soldar com um eletródio fusível ou utilizar o método de soldagem automática com um arame de alumínio de diâmetro de 1,5 a 3 mm. Utiliza-se também a soldagem manual pelo arco voltáico com o revestimento especial de eletródios, o que permite imobilizar quimicamente o oxigênio da crosta de óxido ou dilui-lo numa fundição de sais.

Uma premissa indispensável da boa soldabilidade das estruturas de alumínio é a pureza química dos elementos e do arame, assim como boa preparação das superfícies soldadas (ou seja, o processo no decurso do qual elas são desengraxadas, decapadas e limpas).

A técnica de soldagem de estruturas de alumínio exige a observância obrigatória do regime tecnológico dado, pois a sua violação piorá a qualidade das juntas soldadas.

§ 18. RESISTÊNCIAS NOMINAIS DAS JUNTAS SOLDADAS

Os valores das resistências nominais das juntas soldadas (para os casos quando se pode dispensar o coeficiente das condições de trabalho) estão dados nas tabelas IV.2 e IV.3.

As resistências nominais de compressão e de cisalhamento das juntas soldadas a tope com os eletródios Э42 e Э42А nas estruturas

Tabela IV.2

Resistências nominais R^{sol} (kN/cm²) das juntas e das costuras soldadas nas estruturas de aço (de acordo com as RNCC. II-B. 3-72)

Tipo do estado de tensão	Designação convencional	R^{sol} nas estruturas feitas do aço do tipo						
		C38/23	C44/29	C46/33	C52/40	C60/45	C70/60	C85/75
Junção a tope								
Compressão	R^{sol}_{com}	21	26	29	34	38	44	53
Tração no caso da soldagem automática e controle físico da qualidade das costuras	R^{sol}_{t}	21 (26)	26 (30)	29 (31)	34	38	44	53
Tração no caso de aplicação do método comum (visual) de controle	R^{sol}_{t}	18	22	25	—	—	—	—
Cisalhamento (corte)	R^{sol}_{cis}	13	15	17	20	23	26	31
Costuras angulares								
Cisalhamento	R^{sol}_{ang}	15	18	20	22	24	28	34

Notas: 1. Entre os parênteses estão indicados os valores das resistências nominais das estruturas, cuja exploração é possível mesmo depois de o metal alcançar o limite de escoamento.

2. As resistências nominais dos aços de alta resistência dizem respeito aos tipos de aço que não perdem as suas qualidades de resistência no processo de soldagem.

3. O controle físico da qualidade da costura (fotografia a raios X e a raios γ, detecção de defeitos por meio do ultra-som e o método magnetográfico) vem a completar o método visual.

Tabela IV.3

Resistências nominais R^{sol} (kN/cm²) das costuras soldadas, executadas por meio da soldagem ao arco em argônio nas estruturas de alumínio e no metal básico na zona de influência térmica (segundo as RNCC. II-B.5-64)

Tipo do estado de tensão	Designação convencional	Marca de liga da estrutura soldada									
		АМц-М	АМг-М	АМг6-М	АМг-61-М	АД31-Т	АД31-Т1	АД33-Т1	АВ-Т	АВ-Т1	В92-Т
Costuras a tope											
Compressão	R^{sol}_{com}	4	7	13	16	7	8	10	8	11	15
Tração	R^{sol}_{t}										
Flexão	R^{sol}_{fl}	3	4	8	9,50	4	5	6	5	6,5	9
Cisalhamento	R^{sol}_{cis}										
Costuras angulares											
Compressão, tração, flexão e cisalhamento	R^{sol}_{ang}	3,5	4,5	8,5	10,5	4	4,5	5	5,5	7	9

Nota. A zona da influência térmica no metal básico dos elementos soldados originada por uma só costura, determina-se como soma de valores $\Delta = 3{,}5\ \delta$, medidos de ambos os lados da costura.

de aços 3 e 4 e com os eletródios Э50А e Э55 nas estruturas de aços de liga pobre foram igualadas às resistências nominais do metal básico. As resistências nominais destas costuras à tração são escolhidas de acordo com o método de soldagem e das exigências que se apresentam à qualidade de eletródios, da costura e ao seu controle. Se uma ligação a tope realiza-se por meio da soldagem automática ou soldagem semi-automática manual, sendo aplicados métodos adicionais mais rigorosos de controle da qualidade de costuras (fotografia a raios X e a raios γ, detecção de defeitos por meio do ultra-som, método eletromagnético, etc.), as resistências nominais de tração têm o mesmo valor que o metal básico. Estas juntas que exigem uma atenção especial, fazem-se somente nas partes especialmente importantes das estruturas. Quando se utilizam os métodos comuns de controle da qualidade (exame visual externo, medição das costuras, perfuração seletiva, ensaio hidráulico ou a querosene, etc.) das juntas a tope feitas mediante a soldagem manual ou semi-automática, as resistências nominais de tração são inferiores às do metal básico (tabela IV.2).

§ 19. TIPOS DE JUNTAS SOLDADAS, CÁLCULO DAS JUNTAS NO CASO DE AÇÃO DAS FORÇAS AXIAIS

1. Característica das juntas soldadas

As juntas soldadas dividem-se de acordo com a sua estrutura em: juntas a tope, sobrepostas, combinadas, em T e angulares.

Os nomes das costuras e das juntas soldadas estão dados na tabela IV.4.

As costuras (juntas) soldadas por meio das quais são ligadas diversas peças dividem-se de acordo com vários critérios, ou seja:

a) quanto à posição no espaço—em inferiores, verticais, horizontais e do teto (fig. IV.13);

b) quanto à estrutura da costura—em juntas a tope e juntas angulares; estas últimas dividem-se, em conformidade com a sua posição em relação aos esforços existentes em laterais e frontais (de face);

c) quanto ao tipo de acabamento das arestas das chapas: em V, em X, em K, em U (tabela IV.5);

d) em contínuas e intermitentes;

e) quanto ao número de camadas impostas no processo de soldagem, em juntas de uma só camada e de várias camadas;

f) quanto ao objetivo—em juntas de trabalho (que transmitem os esforços) e juntas de ligação.

A tabela IV.6 indica as disignações convencionais das costuras e das suas dimensões utilizadas nos desenhos.

Normalmente a dimensão básica da costura do presente desenho e o tipo de eletródio indicam-se na nota que se coloca no canto inferior direito da folha juntamente com o nome do desenho. Junto do desenho da costura são indicadas somente as dimensões que diferem da dimensão básica das costuras.

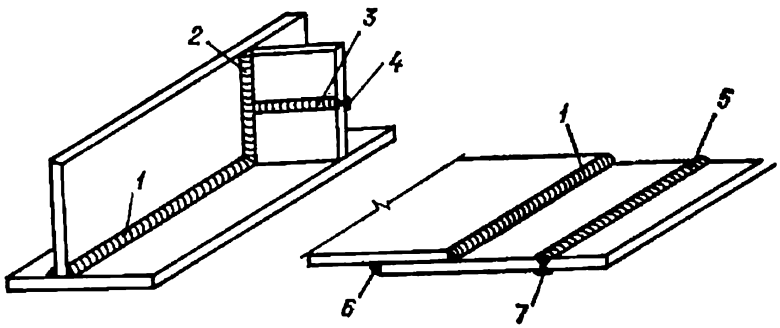
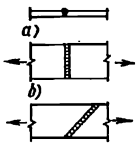
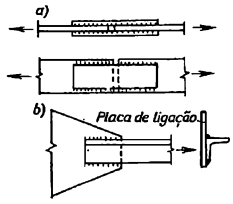
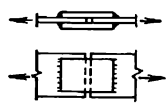
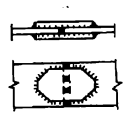
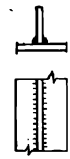
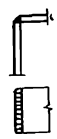


Fig. IV.13. Classificação das juntas soldadas de acordo com a sua posição no espaço

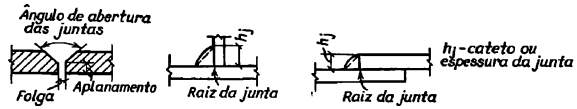
1—junta angular inferior; *2*—junta angular vertical; *3*—junta horizontal; *4*—soldagem horizontal complementar (no plano vertical); *5*—junta a tope inferior; *6*—junta angular de teto; *7*—soldagem complementar de teto

Tabela IV.4

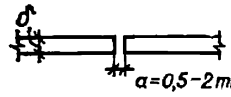
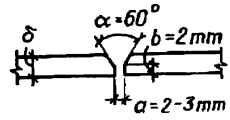
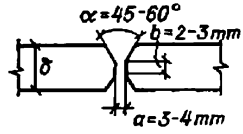
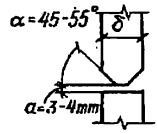
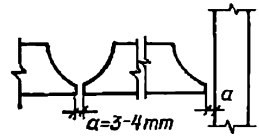
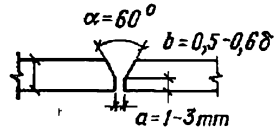
Tipos de juntas soldadas

Costuras a tope	Juntas sobrepostas		Costuras combinadas (latcral, frontal, a tope)	Costuras angulares a tope	
	Costuras latcrais	Costuras frontais		em T	angular
					

Pormenores das costuras



Classificação de costuras soldadas de acordo com o acabamento de bordas

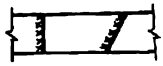
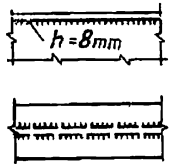
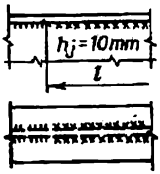
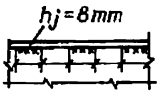
Denominação da costura de acordo com o tipo de acabamento de bordas	Esboço do acabamento das bordas	Aplica-se com a espessura δ em mm
Sem acabamento		Até 8—10
Em forma de V		10—20
Em forma de X		Mais de 20
Em forma de K		Idem
Em forma de U		Idem
Em forma de V com a soldagem automática[1]		Mais de 16

Sinais convencionais: a — folga; b — aplanamento; α — ângulo de abertura da costura.

[1] Quando δ é inferior a 16 mm a soldagem realiza-se sem o corte das bordas, com a folga de 1 mm.

Tabela IV.6

Sinais convencionais utilizados para designar as costuras soldadas

Costuras (juntas)	Designação das costuras	
	fabris	de montagem
A tope		
Angulares contínuas (h_j — dimensão do cateto da junta em mm)		
Angulares intermitentes		

As instruções a respeito do acabamento de arestas dão-se no desenho somente quando estas últimas diferem das normais (ver a tabela IV.5).

2. Junta a tope

A junta a tope é especialmente racional quando da soldagem de chapas. Esse método pode ser aplicado também na soldagem de vigas, ferros em U e cantoneiras. Nas juntas a tope deve ser garantida uma boa penetração na junta e criadas as condições que assegurem a liberdade de deformações de soldagem (ou seja, contração), que se desenvolvem no processo de arrefecimento das costuras. Para isso nas chapas de espessura superior a 10 mm é preciso submeter as arestas ao acabamento unilateral ou bilateral, o que permite introduzir o eletródio mais fundo, garantindo desta forma uma boa penetração; ao mesmo tempo é preciso deixar entre os elementos soldados uma folga constante (tabela IV.5). Depois da soldagem verifica-se uma considerável contração transversal da costura, o que provoca a torcedura das chapas e grandes deformações de soldagem. No processo de soldagem das chapas fixas na junta surgem depois do arrefecimento esforços de tração que contribuem para a formação de fissuras e para a destruição dos elementos.

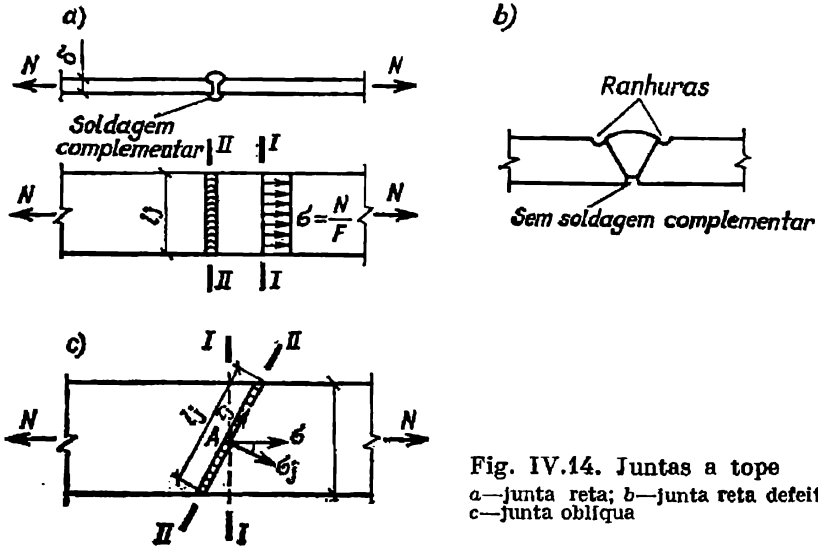


Fig. IV.14. Juntas a tope
a—junta reta; *b*—junta reta defeituosa; c—junta oblíqua

Quando se utiliza o método de soldagem automática as arestas, devido à grande intensidade da corrente, nem sempre são submetidas ao acabamento, o que diminui o volume do metal depositado por soldagem. Se a espessura das peças de aço não ultrapassa 16 mm, a soldagem automática realiza-se de um só lado e de um só passe, sem o acabamento das arestas, mas com uma folga. Quando a espessura é superior a 16 mm faz-se um chanfro nas arestas sob um ângulo de cerca de 60°. A soldagem automática faz-se nas sapatas temporárias (que são de cobre) ou permanentes (que são de aço), numa camada de fundente ou com a soldagem preliminar.

Para realizar a soldagem automática bilateral ($\delta > 24$ mm) utiliza-se o acabamento das arestas em forma de X sendo a dimensão do aplanamento equivalente a cerca de um terço das chapas soldadas.

A soldagem das chapas de alumínio com a espessura inferior a 10 mm pode ser executada sem o acabamento das arestas; a partir da espessura de 12 mm o acabamento das arestas é obrigatório. A folga entre as chapas com a espessura até 10 mm adota-se igual a 1 mm e com as espessuras superiores a 30 mm, 2 mm.

A resistência de uma junta a tope aos esforços axiais calcula-se na base da suposição de que as tensões são distribuídas de uma forma regular ao longo da seção transversal da junta (fig. IV.14, *a*). Se na junta existem alguns defeitos (fig. IV.14, *b*) o fluxo das linhas de força que passam dentro da chapa é irregular e cria um momento de flexão adicional e uma concentração perigosa de tensões. Para eliminar este defeito realiza-se a soldagem complementar depois da retirada cuidadosa de inclusões de escória na raiz da costura.

Quando a junta está situada perpendicularmente ao eixo do elemento (junta frontal) nos cálculos adota-se como a seção da costura a área da seção pela linha *II — II* (fig. IV.14, *a*), sem considerar

o reforço em conseqüência da soldagem complementar e o metal depositado por soldagem em cima, isto é,

$$F_j = l_j\delta,$$

onde δ é a espessura mínima dos elementos soldados;

l_j, comprimento nominal da junta, que é igual ao comprimento real, menos 10 mm (correspondentes à formação da cratera e às soldagens defeituosas nas extremidades da junta). Se a junta tem contatos com as sapatas estes 10 mm não é preciso subtrair.

A tensão na junta verifica-se pela fórmula

$$\sigma_j = \frac{N}{F_j} = \frac{N}{l_j\delta} \leqslant R^{sol}, \qquad \text{(IV.1)}$$

onde R^{sol} é a resistência nominal à tração ou à compessão de uma junta soldada a tope, de acordo com a tabela IV.2.

As resistências nominais à tração das juntas soldadas (costura frontal) executadas por meio da soldagem manual ou semi-automática, quando o controle da sua qualidade se executa por métodos comuns, é inferior às resistências nominais do metal básico; por isso nos cálculos não se pode utilizar na íntegra as tensões no metal básico na seção $I - I$ (fig. IV.14, *a*).

A estrutura de uma junta oblíqua, cuja resistência é idêntica à do metal básico, está mostrada na fig. IV.14, *c*. O ângulo α entre a orientação da forma longitudinal e a costura oblíqua não pode ser inferior a 65° (na prática, essa junta resulta ser a hipotenusa de um triângulo retângulo, sendo a relação entre os seus catetos 1 : 2). Se a grandeza do ângulo é essa, não é preciso verificar a resistência da junta.

3. Junta sobreposta

A junta sobreposta pode ser executada com juntas de cobertura, ou sem elas, com a ajuda de costuras angulares. As juntas angulares, de acordo com a sua posição em relação aos esforços existentes, podem ser laterais (dispostas paralelamente ao esforço) e frontais ou de face (dispostas perpendicularmente ao esforço).

Junta sobreposta com costuras laterais (fig. IV. 15). A transmissão do esforço de um elemento a outro realiza-se de uma forma muito irregular tanto ao longo do comprimento da junta, como na sua seção transversal. A fig. IV.15, *a* mostra o fluxo das linhas de força no elemento que se concentram junto das costuras, e a fig. IV.15, *b*, o diagrama de distribuição das tensões ao longo do comprimento da costura. Depois de as tensões atingirem o limite de escoamento nos pontos extremos da junta, à medida que a carga aumenta as irregularidades na distribuição das tensões ao longo do comprimento diminuem, o diagrama das tensões torna-se mais plano e a ruptura toma a forma de um cisalhamento pela superfície que se caracteriza pela linha AB (fig. IV.15, *c*). Esta linha tem setores curvilíneos no começo

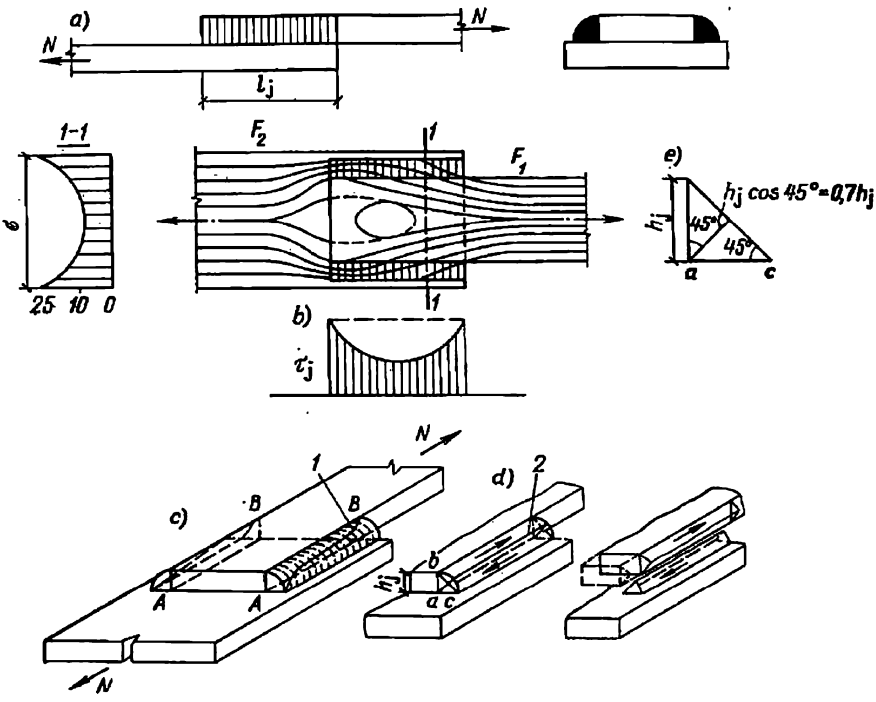


Fig. IV.15. Junções com costuras laterais
1—superfície real do corte; *2*—plano convencional (nominal) do corte F_j

e no fim (junto dos pontos em que a tensão é máxima) e um setor retangular no meio da costura. A ruptura deste tipo permite adotar como base do cálculo a suposição de que as tensões do cisalhamento sejam distribuídas de uma forma regular pela área mínima da seção da costura que passa através da altura mínima do triângulo convencional da junta sem levar em consideração a rebarba de soldagem (fig. IV.15, *d*). Se os catetos da costura são iguais, esta altura é igual a 0,7 h_j, sendo h_j, o cateto da junta (fig. IV.15, *e*).

Uma vez que a soldagem automática e semi-automática proporciona uma penetração mais profunda na raiz da costura do que a soldagem manual, e já que no processo do trabalho da costura ao cisalhamento aos esforços resiste também uma parte do material básico, a altura convencional da seção triangular da costura adota-se de um modo geral igual a βh_j e, portanto, a área do corte das juntas laterais determina-se pela fórmula

$$F_j = \beta h_j \Sigma l_j. \qquad \text{(IV.2)}$$

Onde h_j é a espessura da junta angular (cateto do triângulo isósceles inscrito);
Σl_j, soma dos comprimentos nominais das juntas angulares;
β, coeficiente que se adota igual: para a soldagem automática de um só passe $\beta = 1$; para a soldagem automática de dois e três passes $\beta = 0{,}9$; para a soldagem semi-automática de um só passe $\beta = 0{,}85$; para

a soldagem semi-automática de dois e três passes, $\beta = 0{,}8$; para a soldagem manual, assim como para a soldagem automática e semi-automática de muitos passes $\beta = 0{,}7$.

Devido à profundidade de penetração insuficiente da soldagem no começo da junta (costura), uma cratera no fim desta e à influência das inclusões casuais, o comprimento nominal da junta angular não pode ser inferior a 40 mm, ou 4 h_j.

Se as juntas laterais são muito compridas as tensões nos pontos A e B podem atingir o **limite de resistência** (fig. IV. 15, c) antes do nivelamento das tensões em todo o comprimento da costura. Por isso, as normas restringem também o comprimento máximo nominal da junta lateral, que se adota nos cálculos, ao valor de 60 h_j, exceto as conjugações em que o esforço surge em todo o comprimento da junta, por exemplo, nas juntas longitudinais da viga em que o comprimento da junta não se restringe.

A resistência das juntas angulares depende também da sua espessura, sendo que com o aumento do cateto da junta o seu limite de resistência diminui um tanto. A espessura da junta é restringida pelas normas e não pode ser superior a 1,2 δ (δ é a espressura mínima dos elementos ligados por meio da solda). Convém evitar a utilização de costuras, cuja espessura ultrapassa 20—25 mm. A espessura mínima da costura adota-se igual a 4 mm. As espessuras mínimas recomendadas das juntas angulares (em função da espessura dos elementos soldados) estão dadas na tabela VI.5.

O cálculo de uma junta sobreposta com costuras laterais, submetida a um esforço axial (sendo admitida a suposição sobre a distribuição uniforme das tensões tangenciais (ou de cisalhamento) τ_j realiza-se pela fórmula

$$\tau_j = \frac{N}{F_j} = \frac{N}{\beta h_j \Sigma l_j} \leqslant R_{ang}^{sol} \qquad \text{(IV.3)}$$

onde N é a força longitudinal (axial) nominal, (kN);

R_{ang}^{sol}, resistência nominal de uma junta angular soldada ao cisalhamento nominal, em kN/cm², de acordo com a tabela IV.2.

Normalmente a espessura da junta h_j é adotada igual à espessura dos elementos ligados ou um pouco inferior a esta; mediante a fórmula (IV.4) determina-se o comprimento total necessário das juntas

$$\Sigma l_j \geqslant \frac{N}{\beta h_j R_{ang}^{sol}}. \qquad \text{(IV.4)}$$

O comprimento real da junta deve ultrapassar o comprimento nominal em 10—20 mm.

No caso de ligação de duas seções assimétricas, por exemplo, junção por meio da solda de duas cantoneiras a uma chapa (fig. IV.16), leva-se em consideração a distribuição irregular dos esforços entre as costuras que transmitem o fluxo de forças das cantoneiras para a chapa. A força de tração N a que estão submetidas as cantoneiras

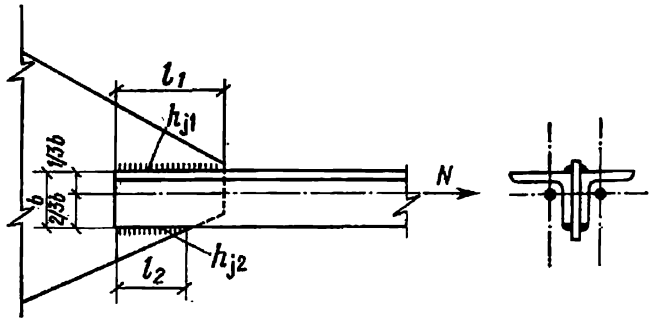


Fig. IV.16. Junta sobreposta assimétrica

pode ser considerada resultante do fluxo de força das tensões normais, aplicada no centro de gravidade das seções das cantoneiras. Evidentemente, o esforço N distribui-se de forma inversamente proporcional às distâncias entre as costuras soldadas e a linha do centro de gravidade da cantoneira, cuja distância até a dobradura da cantoneira é igual aproximadamente a 1/3 da largura da aba da mesma. Esses esforços são adotados: junto da dobradura da cantoneira $N_1 = \frac{2}{3} N$; junto da lâmina da cantoneira $N_2 = \frac{1}{3} N$. Então a fórmula que determina o comprimento nominal Σl_1 da costura soldada junto da dobradura da cantoneira, pode ser obtida da fórmula (IV.4):

$$\Sigma l_1 \geqslant \frac{2}{3} \cdot \frac{N}{\beta h_{l_1} R_{ang}^{sol}}, \qquad (IV.5)$$

onde h_{l_1} é a espessura da junta neste local.

Uma vez que o esforço do lado da lâmina da cantoneira é muito menor, a espressura da respectiva junta pode ser adotada menor, tanto mais porque a lâmina da cantoneira é arredondada e o cateto da junta neste lugar não pode ser igual à espessura da cantoneira. A fim de unificar é preferível que os catetos das juntas nos pontos de ligação sejam iguais. É inconveniente cortar a aba da cantoneira para diminuir o comprimento l_2 da junta; salvo raríssimas excepções as cantoneiras devem ser cortadas perpendicularmente ao eixo.

Tabela IV.7

Espessura máxima de costura soldada junto das abas dos perfis laminados

Espessura das abas das cantoneiras, mm	6	8	10	12	14
N° do ferro em T duplo ou ferro em U	até 14	16—27	30—33	36—45	50—60
Espessura admissível da costura nominal em mm	4	6	8	10	12

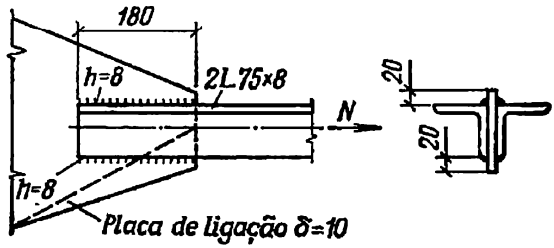


Fig. IV.17. Exemplo IV.1

O arredondamento das extremidades das abas deve ser levado em consideração também quando se trata da soldagem do ferro em T dulpo ou ferro em U a uma chapa. A tabela IV.7 dá os valores máximos admissíveis da espessura das costuras soldadas.

Exemplo IV.1. Calcular a junção de duas cantoneiras 75 × 8 à chapa de junção com espessura $\delta = 10$ mm (fig. IV.17). O esforço de tração nominal N nas cantoneiras adota-se igual a 425 kN. O material é o aço BCr3, a soldagem efetua-se à mão, com os eletródios 942.

Solução. O comprimento nominal l_1 determinamos pela fórmula (IV.5) adotando a espessura da junta $h_j = 0{,}8$ cm. Temos duas cantoneiras e por conseguinte duas costuras de comprimento l_1, situadas junto da dobradura, portanto

$$l_1 = \frac{\Sigma l_1}{2} = \frac{2N}{2 \cdot 3 \cdot 0{,}7 h_{j_1} R_{ang}^{sol}} = \frac{2 \cdot 425}{2 \cdot 3 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}8 \cdot 15} \approx 17 \text{ cm}.$$

Adotamos $l_1 = 170 + 10 = 180$ mm.

No processo de projeção pode-se diminuir, quando é necessário, as dimensões de chapa (o que está mostrado com a linha pontilhada na fig. IV.17), levando em consideração a possível diminuição do comprimento da costura ao longo da lâmina da cantoneira situada paralelamente à chapa.

Apesar de certas qulaidades negativas das juntas com costuras laterais (irregularidades na distribuição das tensões), elas são utilizadas freqüentemente devido à sua plasticidade maior em comparação com as juntas de outros tipos, uma vez que o módulo de elasticidade de cisalhamento ($G = 8400$ kN/cm²) é inferior ao módulo de elasticidade de tração ($E = 21\,000$ kN/cm²).

Juntas sobrepostas com costuras frontais (fig. IV. 18). Se as chapas de ligação estão dispostas de uma forma simétrica (fig. IV.18, *a*) as costuras frontais oferecem uma margem de resistência suficiente. No entanto, devido à alteração brusca da orientação do fluxo das linhas de força (fig. IV.18, *b*), na raiz da junta verifica-se a concentração de grandes tensões, por isso basta um alongamento pequeno para provocar a ruptura ($\varepsilon = 4 - 6\%$), isto é, surge uma ruptura frágil com a rompimento (no caso de tração) no plano de contato da costura com a extremidade da chapa.

Devido ao estado de tensão complexo e distribuição extremamente irregular de tensões a qualidade desta junta resulta bastante baixa; por isso, a resistência nominal adota-se independentemente do carácter do trabalho da junta (compressão, tração, cisalhamento) igual à resistência nominal da junta soldada ao cisalhamento.

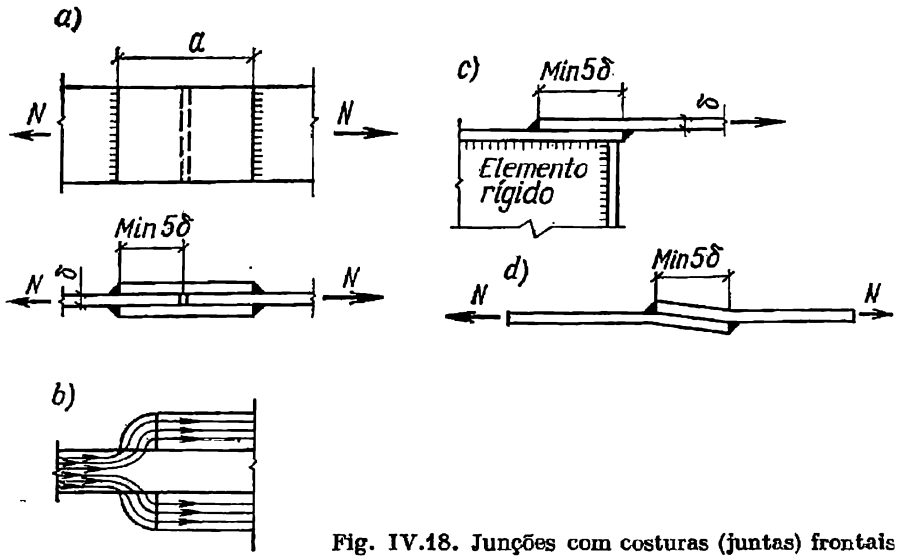


Fig. IV.18. Junções com costuras (juntas) frontais

Portanto, as juntas frontais são calculadas condicionalmente ao cisalhamento na base da área mínima da seção que passa através da altura mínima do triângulo convencional da seção da junta, igual a βh_j. A fórmula nominal continua invariável também quando se trata das juntas laterais adquirindo a seguinte forma

$$\tau_j = \frac{N}{F_j} = \frac{N}{\beta h_j \Sigma l_j} \leqslant R_{\text{ang.}}^{\text{sol}}$$

O comprimento a da chapa (ou placa) de ligação (fig. IV.18, *a*) adota-se $\geqslant 10\delta$, mas não inferior a 80 mm.

A junta assimétrica com uma só chapa de ligação não é recomendável por causa da excentricidade que cria um momento complementar.

A junta sobreposta com costuras frontais é possível quando um dos elementos é bastante rígido (fig. IV.18, *c*) ou, pelo contrário, nas estruturas flexíveis (finas) compostas de chapas (fig. IV.18, *d*). Para diminuir a influência do momento adicional de flexão nas juntas deste tipo a saliência de uma chapa sobre outra não pode ser inferior a 5δ, onde δ é a espessura do elemento soldado.

4. Junta composta

Uma junta denomina-se composta se inclui costuras soldadas de vários tipos: laterais, frontais e a tope. Exemplos de juntas compostas mais simples são as juntas em que o elemento de ligação é soldado em todo o seu perfil (fig. IV.19, *a*, *b*).

O trabalho real de uma junta composta que depende da distribuição de esforços entre as juntas laterais e frontais pode ser apre-

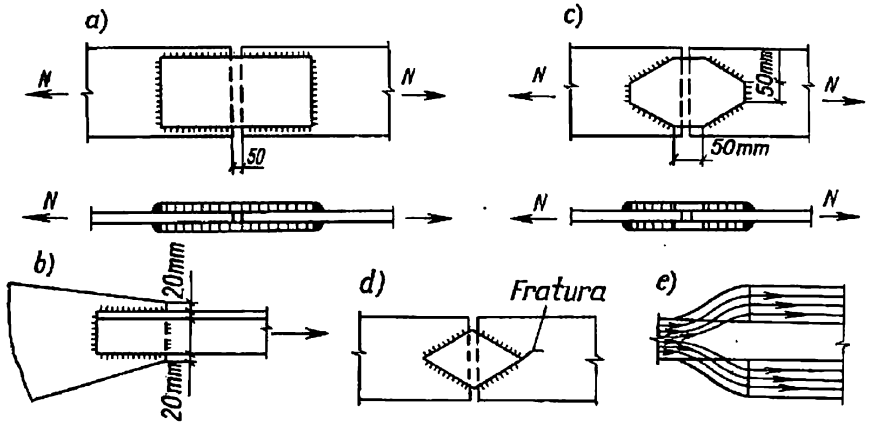


Fig. IV.19. Junções compostas

sentado da seguiente forma. No início do processo de aplicação da carga as costuras ou juntas frontais como mais rígidas agüentam esforços maiores e somente depois de uma certa deformação que elas sofrem e que começam a trabalhar as juntas laterais, que são mais macias. A ruptura verifica-se na fase plástica, nas condições de nivelamento relativo das tensões em todas as costuras[1].

Devido à sobrecarga nas costuras frontais as juntas deste tipo não são aconselháveis especialmente no caso de cargas variáveis.

A transmissão do fluxo de forças realiza-se de uma forma mais regular nas juntas que têm chapas (placas) de ligação rombiformes com ângulos cortados em 35—45° (fig. IV.19, *c*). Nestes casos para evitar a grande concentração de tensões junto da «fenda» da costura, a costura deve ser interrompida 25 mm antes de atingir o centro desta. Convém não utilizar as chapas de ligação rombiformes, com cantos agudos (não cortados) pois junto desse formam-se fraturas (fig. IV.19, *d*). Para tornar mais suave a passagem do fluxo de forças, convém aumentar o comprimento do cateto da costura junto das chapas de ligação (fig. IV.19, *e*).

Ao calcular as costuras de uma junta composta parte-se da suposição de que os esforços são distribuídos de uma forma regular entre todas as costuras e a fórmula nominal continua a mesma [(IV.3) ou (IV.4)]. A fig. IV.20 mostra a distribuição das tensões pela seção e pelas placas de ligação.

O terceiro tipo da junta composta, utilizado somente em alguns casos especiais, nos elementos das estruturas tendidas, pode ser executado mediante a soldagem dos elementos tope a tope e colocação de chapas de ligação rombiformes. Devido à existência de um grande número de costuras na junta surgem tensões de contração que juntamente com os esforços externos podem provocar o surgimento de

[1] **Nikolaiev G. A.** Estruturas e juntas soldadas. M., Machguiz, 1957.

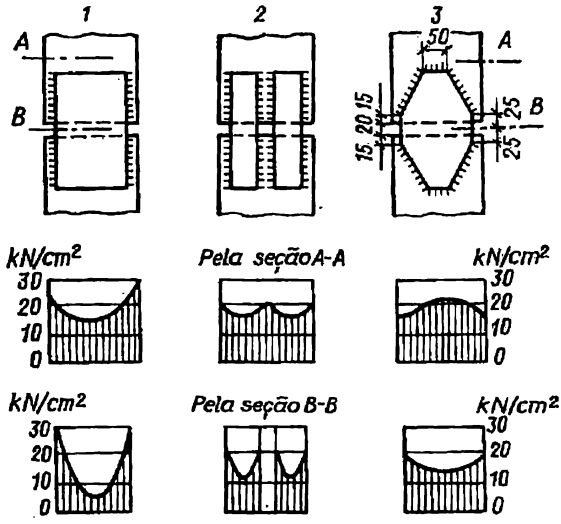


Fig. IV.20. Distribuição das tensões nas junções a tope com chapas de ligação

fraturas. A junta desse tipo resulta mais cara, pois exige o acabamento especial das arestas e depois da soldagem tope a tope, a raspagem de rebarbas das costuras. Para a junta deste tipo a fórmula nominal tem a seguinte forma

$$\sigma = \frac{N}{F_j + \Sigma F_{p.l}} \leqslant R_t^{sol}, \qquad \text{(IV.6)}$$

onde F_j é a área da seção transversal da costura;
$F_{p.l}$, área da placa de ligação;
R_t^{sol}, resistência nominal da costura soldada à tração.

A comparação de diversos métodos de ligação das chapas leva à conclusão de que o melhor método de junção das placas, solicitadas por esforços axiais, é a junta reta tope a tope (ou, no caso de tração, uma junta oblíqua da mesma resistência). É preferível fixar os perfis rígidos nas chapas mediante costuras laterais, pois essa costura é mais plástica.

Exemplo IV.2. Calcular a junta de duas chapas de aço BCr3 com a seção de 250 × 12 mm submetidas ao esforço de tração nominal $N = 620$ kN. De acordo com o projeto a junta tem duas placas (chapas) de ligação rombiformes (fig. IV.21). A soldagem é manual.

Solução. Escolhemos a seção necessária das placas de ligação. Evidentemente, a área da seção de duas placas de ligação ($2F_{p.l}$) deve ser igual à seção básica da chapa (F_{ch}) ou ser um pouco superior a esta, pois em caso contrário o esforço N não pode ser transmitido de uma chapa para outra, isto é, deve ser observada a condição $2F_{p.l} \geqslant F_{ch}$. Portanto, escolhemos a seção das placas de ligação 200 × 8 mm. Então:

$$2F_{p.l} = 2 \cdot 20 \cdot 0{,}8 = 32 \text{ cm}^2; \quad F_{ch} = 25 \cdot 1{,}2 = 30 \text{ cm}^2;$$

portanto, $2F_{p.l} > F_{ch}$.

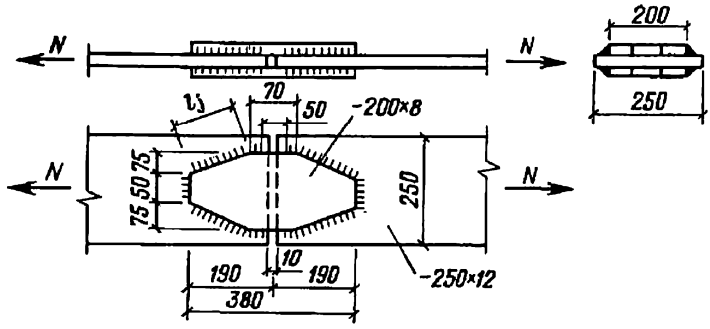


Fig. IV.21. Exemplo IV.2.

Adotamos os eletródios do tipo Э42. De acordo com a tabela IV.2, a resistência nominal ao cisalhamento de uma junta angular soldada é $R_{ang}^{sol} = 15$ kN/cm². Para as placas de ligação com a espessura de 8 mm adotamos $h_j = 8$ mm.

Pela fórmula (IV.4) calculamos o comprimento nominal total das costuras Σl_j, de um só lado da junta, correspondente à metade de uma placa de ligação:

$$\Sigma l_j = \frac{N}{2 \cdot 0{,}7 h_j R_{ang}^{sol}} = \frac{620}{2 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}8 \cdot 15} \approx 37 \text{ cm}.$$

Calculamos o comprimento da metade de uma das placas de ligação. A parte da placa de ligação situada de um lado da junta é soldada com uma costura contínua, que compreende duas costuras laterais (oblíquas) e uma costura frontal; o comprimento desta última é 50 mm.

Portanto, o comprimento de uma costura lateral não pode ser inferior a

$$l_j = \frac{1}{2}(\Sigma l_j - 5) = \frac{1}{2}(37 - 5) = 16 \text{ cm}.$$

No entanto, o comprimento da costura deve ser adotado um pouco maior (16 + 1 = 17 cm) devido à existência de uma cratera na sua extremidade e a possidilidade de penetração insuficiente da soldagem no começo. Para diminuir a influência da concentração de tensões nos cantos e junto da folga entre as chapas, é preciso deixar sem a soldagem a parte da placa de ligação, junto da folga entre as chapas; o comprimento desta parte é 50 mm. Além disso, a costura lateral nominal deve ser prolongada depois do canto por um comprimento de 10 mm (fig. IV.21). Logo, o comprimento da metade de uma placa de ligação vem a ser

$$\frac{1}{2} l_{p.l} = \sqrt{17^2 - 7{,}5^2} + 3{,}5 \approx 19 \text{ cm}.$$

Adotamos, portanto, a seção das placas de ligação 200 × 8 mm, e o seu comprimento $l_{p.l} = 190 \cdot 2 = 380$ mm; a espessura da costura é $h_j = 8$ mm.

5. Junta a tope

A junta deste tipo utiliza-se, por exemplo, no caso de fixação de uma consola ao pilar (fig. IV.22, *a*) ou junção de chapas sob um ângulo reto (fig. IV.22, *b*), etc. Esse tipo de junção é amplamente utilizado devido à sua simplicidade. Ela exige uma boa penetração da solda em toda a espessura da chapa soldada (fig. IV.22, *c*), pois

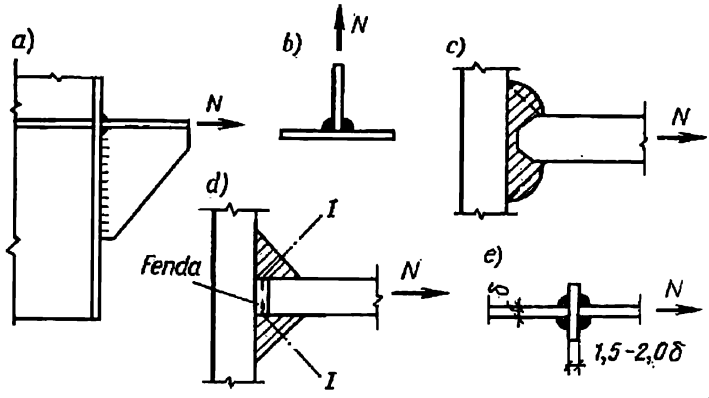


Fig. IV.22. Junções a tope

a existência de uma «fenda» altera bruscamente a orientação de fluxo de forças (fig. IV.22, *d*). Neste último caso a área da seção nominal das costuras adota-se mínima (fig. IV.22, *d*) e a resistência nominal calcula-se de acordo com o cisalhamento das costuras angulares R_{ang}^{sol}. Se a penetração da solda é boa (fig. IV.22, *c*) a espessura da costura adota-se igual à espessura da chapa soldada e a resistência nominal da costura adota-se de acordo com o carácter do trabalho (compressão, tração) da junta a tope.

De um modo geral não é recomendável fixar uma chapa a outra através de uma placa de ligação transversal (fig. IV.22, *e*), pois além da alteração brusca da orientação do fluxo de forças que passa na placa de ligação transversalmente ao sentido da laminação (esta chapa está soldada com quatro costuras), aí existe ainda uma zona relativamente ampla ao longo da espessura da placa de ligação com características mecânicas baixas. Além disso, no caso de deslocamento mútuo possível das chapas soldadas, na junta surgem novos esforços de flexão e de cisalhamento.

A junta deste tipo pode ser utilizada nas costuras comprimidas no caso da carga estática, mas é preciso colocar placas de ligação grossas, com a espessura de (1,5 ... 2) δ.

§ 20. CÁLCULO DE RESISTÊNCIA À FADIGA DAS JUNTAS SOLDADAS

As estruturas soldadas solicitadas diretamente por cargas móveis, vibratórias e outras que se repetem constantemente e podem, portanto, acarretar a destruição por fadiga (ver o § 13, item 2), devem ser calculadas à resistência à fadiga não somente no que diz respeito ao metal básico, mas também às costuras de solda.

Nos cálculos de resistência das juntas soldadas à fadiga as resistências nominais devem ser diminuídas mediante a multiplicação pelo coeficiente γ que se determina pelas fórmulas:

se a tensão máxima, quanto ao valor absoluto, é de tração,

$$\gamma = \frac{c}{a - b\rho};$$

e se de compressão:

$$\gamma = \frac{c}{b - a\rho}.$$

Os valores dos coeficientes c, a e b e do coeficiente de assimetria $\rho = \sigma_{min}/\sigma_{max}$ adotam-se os mesmos que para o metal básico, de acordo com o grupo de elementos e de juntas.

O método básico de luta contra os fenômenos de fadiga nas estruturas soldadas são as medidas, adotadas na fase de projeção, com o fim de evitar a possível concentração de tensões.

Os locais de concentração das tensões são focos de surgimento de fraturas que podem depois desenvolver-se e acarretar a destruição do elemento. Por isso, as peças devem ser projetadas de forma que o fluxo de forças seja suave e as concentrações de tensão sejam mínimas.

Ao verificar a resistência à fadiga das juntas soldadas vale tudo que foi anteriormente dito a respeito do metal básico.

§ 21. TENSÕES INTERNAS, FENÔMENO DE CONTRAÇÃO NO PROCESSO DE SOLDAGEM

O alongamento linear dos corpos no processo de aquecimento determina-se pela equação

$$\Delta l = \alpha l t, \qquad \text{(IV.7)}$$

onde Δl é o alongamento do elemento;
α, o coeficiente de dilatação linear para o aço: quando $t \approx 20°$ C, $\alpha = 0{,}000012$, quando $t \approx 300°$ C, $\alpha = 0{,}000018$);
l, o comprimento inicial do elemento;
$t = t_2 - t_1$, diferença de temperaturas.

Imaginemos uma barra de aço de classe 38/23, apertada entre dois muros absolutamente rígidos (fig. IV.23, *a*).

Se aquecer toda a barra uniformemente em 90° nela surgirão tensões elásticas de compressão (partimos da suposição de que as tensões iniciais na barra sejam iguais a zero):

$$\sigma = E\varepsilon = E\frac{\Delta l}{l} = E\alpha t = 21\,000 \cdot 0{,}000012 \cdot 90 = 22{,}4 < 23 \text{ kN/cm}^2.$$

Nos muros rígidos surgem forças reativas

$$S = \sigma F = E\alpha t F = 22{,}4\ F,$$

onde F é a seção transversal da barra.

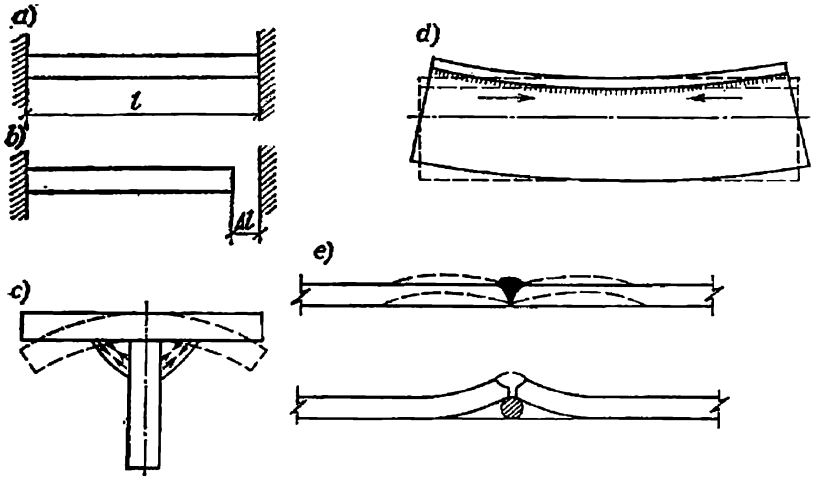


Fig. IV.23. Deformações térmicas

a, b—deformação permanente depois do aquecimento; *c, d, e*—deformação dos elementos no processo de soldagem

Depois do arrefecimento uniforme desta barra em 90°, o que equivale à aplicação de forças ou tensões de sinal oposto (tração), as forças reativas resultam eliminadas. No entanto, se esta mesma barra, apertada da mesma forma, for aquecida uniformemente até uma temperatura superior a 100° C, as tensões que se desenvolvem nela ultrapassam o limite de elasticidade e o limite de escoamento, por exemplo, quando $t = t_2 - t_1 = 150°$ C, as tensões convencionais correspondentes à dependência linear (lei de Hooke) adquirem o valor $\sigma = E\alpha t = 21\,000 \cdot 0{,}000012 \cdot 150 = 38$ kN/cm², que caracteriza a deformação plástica grande. Depois do arrefecimento do elemento de acordo com o diagrama do trabalho do material à tração (ver a fig. II.7), a barra recebe uma deformação permanente e encurta-se (fig. IV.23, *b*). Se a barra estivesse fixada no muro e resistisse ao encurtamento, depois do arrefecimento nela surgiriam tensões de tração.

Imaginemos agora uma placa no meio da qual faz-se uma costura soldada o que resulta no aquecimento neste local.

A zona em torno do local de soldagem resiste ao desenvolvimento da deformação, sofrendo a compressão em conseqüência da qual as tensões podem atingir aí o limite de escoamento. No processo de arrefecimento o metal aquecido tende a contrair-se; em resultado disso, dentro do corpo surgem tensões, que são uma conseqüência da irregularidade da distribuição da temperatura dentro desse. Estas tensões são equilibradas dentro do próprio corpo, formando aí zonas em estado de compressão e de tração. Freqüentemente estas tensões provocam a alteração da forma do corpo (empenamento) e resultam em deformações a que corresponde o estado de tensão.

As deformações das estruturas que surgem inicialmente em resultado do aquecimento por soldagem devido à impossibilidade de se desenvolver (por causa do aperto em que se encontram), provocam em alguns locais das estruturas tensões que superam o limite de escoamento. Depois do arrefecimento da estrutura, as deformações estão relacionadas à diminuição das suas dimensões, uma vez que no processo de arrefecimento das juntas soldadas surgem deformações de soldagem permanentes, ou seja, a contração.

Existe a contração transversal, de través da costura (fig. IV.23, *c* e *e*) e longitudinal, ao longo da costura (fig. IV.23, *d*).

Para ter uma idéia justa a respeito da forma da deformação permanente do elemento no processo da soldagem e depois dessa, deve-se ter em conta que a costura «contrai-se sobre si própria». Na fig. IV.23, *d* vemos a contração da costura situada acima da linha dos centros de gravidade do elemento, isto é, de forma assimétrica, por isso, o encurvamento resulta em direção dos banzos. O desempeno desses elementos é bastante difícil e requer um equipamento especial. Por isso, os perfis soldados em T não se utilizam.

Para uma estrutura é especialmente desfavorável a contração transversal: num espaço de um metro ela é quase dez vezes maior do que a contração longitudinal. A fig. IV.23, *e* mostra uma costura transversal que não somente costringe as chapas, mas também encurva-as um tanto. A contração transversal de uma junta a tope que trabalha sem aperto é proporcional à área da costura e pode ser determinada pelas fórmulas:

para as costuras em V

$$\left.\begin{aligned} &\Delta l = 0{,}2\left(\delta \operatorname{tg}\frac{\alpha}{2} + b\right); \\ &\text{para as costuras em X} \\ &\Delta l = 0{,}25\left(\frac{\delta}{2}\operatorname{tg}\frac{\alpha}{2} + b\right), \end{aligned}\right\} \qquad \text{(IV.8)}$$

onde δ é a espessura do metal soldado;

α, ângulo de acabamento da costura em X ou em V; b, a dimensão da folga.

Se as chapas soldadas estão fixadas rigidamente ao longo do perímetro, depois da contração nas chapas e na costura surgem esforços internos de reação que podem acarretar a formação de fraturas. Para o material plástico o valor das tensões internas não é tão grande, pois logo depois da primeira retirada da carga a estrutura passa a trabalhar em regime perfeitamente elástico. No entanto, nos estados de tensão plano e espacial que contribui para o surgimento da fragilidade (ver o § 8, parte 4), as tensões internas desempenham um importante papel também no material plástico, pois podem resultar na formação de fraturas.

Pode-se dar certas instruções gerais a respeito da luta contra as deformações e tensões de contração, devidas à soldagem.

Medidas que se tomam no processo de projeção. Deve-se diminuir o número geral das costuras, evitando as costuras excessivas. Uma

vez que a contração é proporcional ao volume do metal depositado por soldagem, a espessura mínima da costura deve ser determinada com precisão, na base da sua resistência; deve-se evitar o aumento excessivo desta espessura. Numa estrutura simétrica as costuras devem ser dispostas simetricamente ou de forma que os momentos estáticos da área do metal depositado por soldagem de ambos os lados do eixo neutro sejam aproximadamente iguais.

Deve-se evitar a interseção de costuras e as costuras fechadas. As costuras paralelas não devem ser dispostas uma perto da outra. Além disso, as costuras devem ser dispostas de forma a garantir a seqüência racional do processo de soldagem; para isso, faz-se um gráfico de operações de soldagem de forma a levar em consideração a utilização de dispositivos especiais para a soldagem manual ou automática.

Medidas referentes à técnica de soldagem. Ao elaborar o processo de soldagem é muito importante a sua seqüência. Importa que o banho do metal líquido na costura seja preenchido o mais depressa possível e não haja interrupções no processo de soldagem; quanto menor é a zona do aquecimento, tanto menores serão as deformações.

Quando é preciso, deve ser prevista a criação de deformações inversas (abaulamentos) ou uma determinada seqüência da soldagem a fim de criar um abaulamento preliminar.

Em alguns casos convém instalar fixações rígidas (com a ajuda de prendedores e condutores).

Se a soldagem se realiza num ambiente de frio rigoroso, é preciso evitar os golpes no metal pois a resiliência do metal básico e do metal depositado pela soldagem diminui por causa do frio. Sob baixas temperaturas verifica-se a subtração rápida do calor da peça o que acarreta grandes deformações permanentes. Por isso, convém o metal que deve ser soldado aquecer até uma temperatura que se pode sentir à mão (70° C) e prever medidas que garantam a contração livre das costuras. Deve-se criar um ambiente favorável para o trabalho do soldador, isto é, defesa contra o vento, etc.

§ 22. VOLUME DO TRABALHO REQUERIDO PARA A FABRICAÇÃO DE ESTRUTURAS SOLDADAS

O processo de fabricação das estruturas soldadas de aço numa empresa ou oficina consiste de seguintes operações básicas[1]:

1) operações preparatórias—escolha de metal laminado, o seu desempenamento e corte, preparação de padrões, marcação;

2) operações de acabamento de peças na oficina de preparação—traçamento, corte, perfuração de orifícios, acabamento de arestas;

---

[1] **Abarinov A. A., Petrov V. P.** Técnica de produção de estruturas metálicas. M., «Escola Superior», 1969; **Pechkovski O. I.** Técnica de produção de estruturas metálicas. M., Stroiizdat, 1971.

5) operaçoes de montagem e de soldagem das estruturas na base de peças preparadas, operações de controle da qualidade de fabricação, pintura e despacho de estruturas para o local de montagem.

As despesas do trabalho para a fabricação de estruturas, medidas em homens-hora e relacionadas a uma tonelada da estrutura, chamam-se volume do trabalho de fabricação de uma estrutura. O valor recíproco, que é o número de toneladas de estruturas produzidas por unidade de tempo, caracteriza a produtividade do trabalho. Quanto menor é o volume do trabalho requerido por uma unidade do produto, tanto maior é a produtividade do trabalho e menor o custo da estrutura.

A produção de estruturas soldadas requer menos tempo do que das estruturas rebitadas.

A tabela IV.8 mostra a distribuição geral do trabalho no processo de fabricação de estruturas soldadas de diversos tipos. A tabela torna

Tabela IV.8

Volume do trabalho requerido para diversas operações de fabricação de estruturas soldadas

Operações	Porcentagem relativa à despesa geral do tempo para as operações de produção
Preparatórias:	
desempenamento do aço	3—4
fabricação de padrões e marcação	4—5
Total	7—9
De acabamento de peças:	
riscadura de peças	1—2
corte	9—15
abertura de orifícios	0—2
acabamento de arestas	1—3
desempenamento e encurvamento	3—4
trabalhos de ferraria	1—2
Total	21—26
No processo de montagem, soldagem e despacho de estruturas:	
montagem	28—32
soldagem	32—35
abertura de orifícios de montagem	2—3
pintura e despacho	3—4
Total	67—70

evidente que 60—65% do tempo do trabalho despende-se para as operações referentes à montagem e soldagem das peças das estruturas.

Evidentemente, o volume do trabalho requerido será menor se a estrutura tiver um número de peças menor (o que se consegue mediante a utilização de peças maiores e diminuição do número de perfis), se for menor o comprimento das costuras, o volume do metal depositado por soldagem, o número de juntas, de nervuras adicionais, etc. As peças devem ser projetadas de maneira que a montagem seja simples. As costuras devem ser dispostas de forma que a sua soldagem seja cômoda e fácil e possa ser executada na posição inferior.

Hoje em dia a soldagem no processo de montagem não oferece grandes dificuldades, mas ela é mais cara do que a soldagem numa empresa industrial, pois requer dispositivos especiais; por isso o seu volume deve ser diminuído à medida do possível. Em regra, no processo de montagem não se deve admitir a soldagem sobre cabeça. Antes da soldagem no processo de montagem o elemento deve ser levantado e colocado na posição prevista pelo projeto; para isso é preferível uma estrutura que possa ser instalada facilmente de cima, utilizando, quando é necessário, bancos especiais.

CAPÍTULO V

JUNTAS A PARAFUSO E A REBITE

§ 23. TRABALHO DE JUNTAS REBITADAS

1. Característica geral

As juntas a rebite são um método antigo de ligação de peças e de elementos das estruturas de aço. O setor de aplicação de juntas rebitadas diminuiu ultimamente devido aos êxitos alcançados pela soldagem e sua difusão geral. No entanto, a margem de resistência que as juntas rebitadas oferecem no caso de cargas alternadas e vibratórias permite utilizá-las em várias estruturas e obras com o regime pesado de trabalho.

Os rebites são fabricados do aço calibrado redondo nas prensas especiais que formam a cabeça primitiva do rebite. A forma desta última varia de acordo com o objetivo a que é destinado o rebite (fig. V.1 *a—d*, GOST 10299—68*, GOST 10300—68* e GOST 10301—68*).

Os diâmetros dos rebites são estabelecidos nas normas de acordo com os diâmetros dos orifícios. Nas estruturas utilizam-se rebites que se colocam nos orifícios de diâmetros 13; 15; 17; 19; 21; 23; 25; 28,5; 31,5 mm. O diâmetro nominal do rebite adota-se de acordo com o diâmetro do respectivo orifício; o diâmetro dos rebites colocados a frio é 1 mm menor do que o diâmetro do respectivo orifício.

Existem dois métodos de rebitagem: a quente e a frio. No caso de rebitagem a quente os rebites antes da colocação são aquecidos até uma temperatura de cerca de 1000° C nos fornos de coque ou fornos elétricos-forjas, destinados especialmente para este objetivo. O rebite aquecido é introduzido no orifício, a cabeça primitiva é apertada contra o pacote de chapas que devem ser rebitadas e a extremidade oposta do rebite é achatada por golpes do martelo pneumático (ou cravadeira de mão) para formar a cabeça rebitada (fig. V.2). O corpo do rebite é recalcado e enche totalmente o orifício. No processo de arrefecimento do rebite quente verifica-se o aperto de chapas devido ao encurtamento do corpo do rebite. O rebite frio resulta fortemente tendido e o pacote

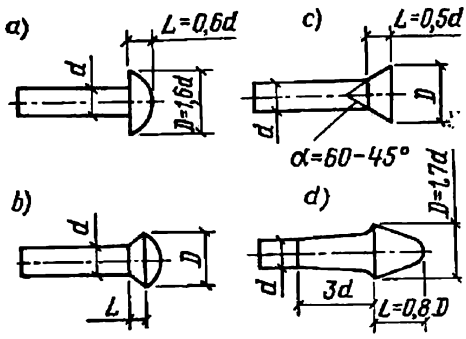


Fig. V.1 Tipos de rebites

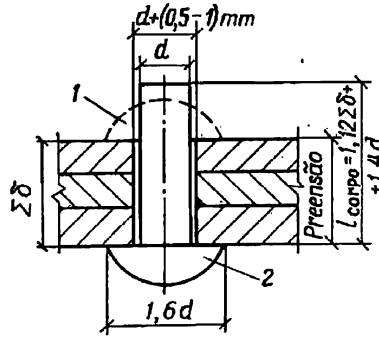


Fig. V.2. Colocação de rebites
1—cabeça rebitada; *2*—cabeça primitiva

de chapas rebitadas, comprimido. Neste caso as tensões no rebite são próximas ao limite de escoamento.

Quando se utiliza o método de rebitagem a frio os rebites são recalcados com a ajuda de poderosas cravadeiras de mão ou elétricas e enchem bastante bem os respectivos orifícios. Este método de rebitagem utiliza-se somente nas empresas com um alto nível de mecanização.

Para a fabricação de rebites utilizam-se basicamente aços relativamente doces: Ст2 para rebites e o Ст3 para rebites com o alongamento de 26 a 23% e limite de escoamento de 22 kN/cm² (para as estruturas de aço ao carbono comuns); para os elementos de aço de liga pobre são utilizados os rebites de aço 09Г2 com a alongamento de 18% e limite de escoamento de 30 kN/cm²).

2. Trabalho de rebites na junta

O tipo básico do trabalho de uma junta rebitada é o trabalho ao cisalhamento. Nos cálculos deparamos com vários tipos do trabalho de juntas rebitas (fig. V.3).

1. Trabalho de uma junta ao cisalhamento. No caso de deslocamentos relativos dos elementos rebitados, os rebites podem ser destruídos devido ao corte dos seus corpos, sendo que o corpo do rebite pode ter uma só superfície de corte (fig. V.3, *a*), duas (fig. V.3, *b*) ou mais.

2. Trabalho do rebite à mutilação. No processo de desenvolvimento da deformação de cisalhamento dos elementos rebitados, verifica-se também a mutilação das superfícies dos orifícios por rebites. Neste caso entre os orifícios (ou entre o orifício e o bordo da chapa) desenvolvem-se tensões de cisalhamento que tendem a lascar a chapa (fig. V.3, *c*). Portanto, a verificação do trabalho do rebite à mutilação é condicional e resulta praticamente na verificação da capacidade da chapa de resistir ao esforço de lascar.

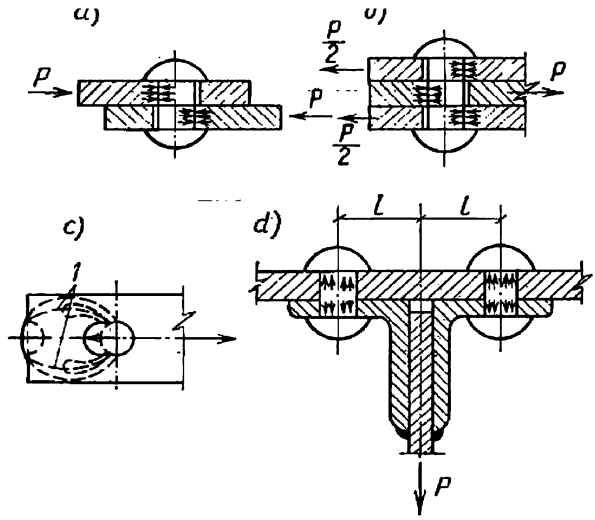


Fig. V.3. Esquemas de trabalho das junções rebitadas
1—linha do esforço de lascar

3. Em regra, nas juntas rebitadas os rebites não trabalham à tração (fig. V.3, *d*). A tensão inicial do rebite devido ao arrefecimento não exerce influência sobre a sua resistência, pois inicialmente devem ser vencidas as forças de contração (ou de aperto).

3. Resistências nominais

O trabalho dos rebites é influenciado pelas particularidades do respectivo projeto, disposição dos rebites a regime de rebitagem; além disso, exerce influência também a técnica de fabricação e em primeiro lugar o método de abertura dos orifícios, ou seja, extrusão (puncionagem) numa prensa ou perfuração com uma broca.

Os orifícios extrudados têm uma superfície endurecida e rugosa; além disso, eles coincidem mal no processo de montagem, o que diminui a resistência geral da junta. Por isso, nas estruturas especialmente importantes deve ser prevista a abertura de orifícios com a ajuda de calibres (condutores) de perfuração ou a perfuração de orifícios que foram extrudados de antemão com um diâmetro menor. No entanto, quando se trata de estruturas menos importantes a extrusão de orifícios de pleno diâmetro é perfeitamente admissível e inclusive recomendável, pois esse método é simples e altamente produtivo. Se a espessura das chapas ultrapassa 25 mm os orifícios devem ser abertos por meio da perfuração.

De acordo com a qualidade de orifícios e condições de colocação de rebites as juntas rebitadas dividem-se em grupos B e C.

Ao grupo B pertencem as juntas em que os rebites foram colocados nos orifícios abertos com calibres de perfuração ou perfurados até

Resistências nominais R^{reb} (kN/cm²) das juntas rebitadas

Tipo do estado de tensão e o grupo da junta (B ou C)	Designação convencional	Cisalhamento e tração de rebites de aços dos tipos		Mutilação dos elementos ligados das estruturas fabricadas dos aços			
		Ст2, Ст3 para rebites	09Г2	С38/23	С44/29	С46/33	С52/40
Cisalhamento *B*	R^{reb}_{cis}	18	22	—	—	—	—
Cisalhamento *C*		16	—	—	—	—	—
Mutilação local *B*	R^{reb}_{mut}	—	—	42	52	58	68
Mutilação local *C*		—	—	38	—	—	—
Tração (ruptura da cabeça do rebite)	R^{reb}_{t}	12	15	—	—	—	—

Nota. Quando se utilizam os rebites de cabeça embutida o valor de R^{reb} deve ser diminuído mediante a multiplicação por 0,8. Os rebites desse tipo não podem ser submetidos à tração.

atingir o diâmetro previsto no projeto já depois da montagem dos respectivos elementos.

Ao grupo C pertencem as juntas em que os rebites foram introduzidos nos orifícios extrudados ou perfurados sem os calibres de perfuração em cada peça em separado. As resistências nominais das juntas rebitadas ao cisalhamento e à tração são adotadas iguais às resistências nominais dos rebites; a resistência nominal à deformação local (mutilação) adota-se nos cálculos igual à resistência nominal dos elementos ligados (tabela V.1).

Nas estruturas rebitadas cuja resistência à fadiga deve ser verificada por meio do cálculo, o coeficiente γ determina-se pela fórmula (II.41); os coeficientes necessários neste cálculo estão indicados na tabela II.18. Para as juntas rebitadas que agüentam somente as cargas variáveis de compressão, o coeficiente γ adota-se igual a 1.

§ 24. CÁLCULO E PROJEÇÃO DE ESTRUTURAS REBITADAS

1. Escolha do diâmetro do rebite

Da escolha racional do diâmetro do rebite depende a compacidade da estrutura, assim como o volume do trabalho necessário para a sua fabricação.

São seguintes os diâmetros mais comuns de rebites: nas estruturas de potência média, 21—23 mm; nas estruturas pesadas, 25—28,5 mm. Normalmente, o projetista procura fazer com que em toda a estrutura sejam utilizados os rebites do mesmo diâmetro. Somente nas estruturas pesadas, em que os esforços em diversos elementos e juntas variam muito, pode-se admitir rebites de dois ou três diâmetros diferentes.

Nas juntas rebitadas utilizam-se rebites com a cabeça semi-redonda normal (ver a fig. V.1, *a*), sendo a espessura total do pacote de elementos rebitados inferior a $5d$. Se esta espessura varia de $5d$ a $7d$ deve-se aplicar os rebites com a cabeça elevada (ver a fig. V.1, *d*). Se a espessura do pacote é ainda maior, deve-se utilizar os parafusos torneados.

2. Cálculo de rebites ao cisalhamento e à mutilação

No cálculo de juntas rebitadas adota-se a suposição de que o esforço é distribuído de uma forma regular entre todos os rebites.

A tensão de cisalhamento nos rebites não deve ultrapassar a resistência nominal do rebite ao cisalhamento:

$$\tau = \frac{N}{\Sigma F_{cis}^{reb}} = \frac{N}{n n_{cis} \frac{\pi d^2}{4}} \leqslant R_{cis}^{reb}, \qquad (V.1)$$

onde N é o esforço nominal na junta, (kN);

n, número de rebites na junta;

n_{cis}, número de cisalhamentos que um rebite sofre no processo de trabalho;

$\frac{\pi d^2}{4}$, área da seção do rebite colocado, em cm², sendo d o diâmetro do orifício

Portanto, o número de rebites n necessário para agüentar o esforço determinado pelo cálculo vem a ser:

$$n \geqslant \frac{N}{n_{cis} [N]_{cis}^{reb}} = \frac{N}{n_{cis} \frac{\pi d^2}{4} R_{cis}^{reb}}, \qquad (V.2)$$

onde $[N]_{cis}^{reb}$ é o esforço máximo nominal que se pode admitir para um rebite submetido à mutilação; o número n deve ser arredondado até o número inteiro mais próximo.

O cálculo de rebites à mutilação visa determinar se a tensão causada pela mutilação dos rebites nos elementos ligados não ultrapassa a resistência nominal do material à mutilação:

$$\sigma_{mut} = \frac{N}{n F_{mut}} = \frac{N}{n d \Sigma \delta} \leqslant R_{mut}^{reb}, \qquad (V.3)$$

onde $F_{mut} = d\Sigma\delta$ é a área nominal de mutilação do rebite; esta área calcula-se convencionalmente como produto do diâmetro d do rebite colocado pela espessura mínima total das chapas, submetidas à mutilação de um lado do corpo do rebite, $\Sigma\delta$.

O número necessário de rebites determina-se da equação utilizada para verificar as resistências das chapas à mutilação.

$$n \geqslant \frac{N}{[N]^{\text{reb}}_{\text{mut}}} = \frac{N}{d\Sigma\delta R^{\text{reb}}_{\text{mut}}}, \qquad \text{(V.4)}$$

onde $[N]^{\text{reb}}_{\text{mut}}$ é o esforço máximo nominal que um rebite submetido à mutilação pode agüentar.

Esse método de cálculo dos rebites chama-se cálculo por esforço que atua na junta. Pode-se calcular os rebites também não pelo esforço real que atua na junta, mas pelo esforço máximo possível que a seção do elemento ligado pode agüentar. Neste caso o esforço na junta vem a ser: no cálculo dos elementos submetidos à tração

$$N = F_{\text{liq}} R; \qquad \text{(V.5)}$$

e dos elementos submetidos à compressão

$$N = F_{\text{tot}} \varphi R, \qquad \text{(V.6)}$$

onde F_{liq} e F_{tot} são as áreas da seção líquida e total do elemento ligado;
R, resistência do metal básico;
φ, coeficiente de flexão longitudinal.

Esse método de cálculo chama-se cálculo na base da área da seção e utiliza-se quando se pretende aumentar a margem de segurança. Convém utilizá-lo quando se trata do cálculo de juntas e de fixações, sendo as tensões no elemento próximas ao seu valor máximo ou quando é desconhecido o esforço real no elemento (esforço nominal).

3. Cálculo de rebites à tração (ruptura da cabeça do rebite)

A verificação dos rebites à tração faz-se pela fórmula

$$\sigma = \frac{N}{n\frac{\pi d^2}{4}} \leqslant R^{\text{reb}}_{\text{t}}, \qquad \text{(V.7)}$$

daí o número necessário de rebites

$$n \geqslant \frac{N}{\frac{\pi d^2}{4} R^{\text{reb}}_{\text{t}}}. \qquad \text{(V.8)}$$

Se os rebites trabalham simultaneamente ao cisalhamento (mutilação) e à tração, deve-se verificá-los separadamente a cada um desses esforços.

4. Disposição de rebites e os sinais convencionais

Ao projetar uma junta rebitada, deve-se distribuir os rebites de forma a garantir a resistência e a melhor transmissão de esforços de um elemento para outro. Se os rebites estão dispostos muito perto um do outro (numa distância inferior a $3d$), surge a sobretensão no metal básico.

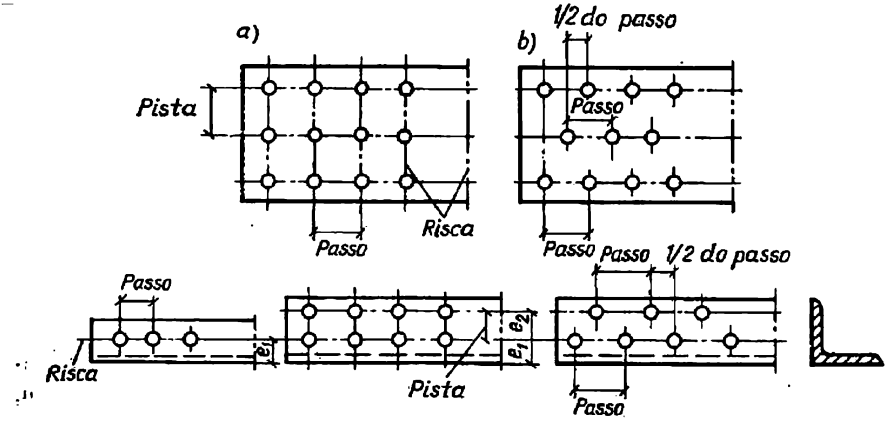


Fig. V.4. Distribuição de rebites

Os rebites devem ser dispostos de uma forma simples, para isso os seus centros devem ficar nas linhas retas (riscas), situadas paralela e perpendicularmente ao eixo do elemento. Os rebites podem ser dispostos nas riscas em fileiras (fig. V.4, *a*) e em xadrez (fig. V.4, *b*). A distância entre os rebites ao longo do esforço chama-se passo da rebitagem, e de través ao esforço, pista.

A distância entre os rebites adota-se de acordo com a tabela V.2.

Tabela V.2

Disposição de rebites e de parafusos nas estruturas de aço

Característica da distância	Distância
Entre os centros dos rebites e parafusos em qualquer sentido:	
mínima	$3d$
máxima nas fileiras extremas, sem as cantoneiras que guarnecem a sua aresta, quando da tração e compressão	$8\,d$ ou $12\,\delta$
máxima nas fileiras centrais e nas fileiras extremas, com as cantoneiras que guarnecem a sua aresta:	
no caso de tração	$16\,d$ ou $24\,\delta$
no caso de compressão	$12\,d$ ou $18\,\delta$
Entre o centro do rebite ou parafuso e o bordo do elemento:	
mínima ao longo do esforço	$2d$
mínima de través ao esforço:	
no caso de arestas cortadas	$1{,}5\,d$
no caso de arestas laminadas	$1{,}2\,d$
máxima	$4\,d$ ou $8\,\delta$

Designações: d, diâmetro do orifício para um rebite ou parafuso; δ, espessura do elemento externo mais fino.

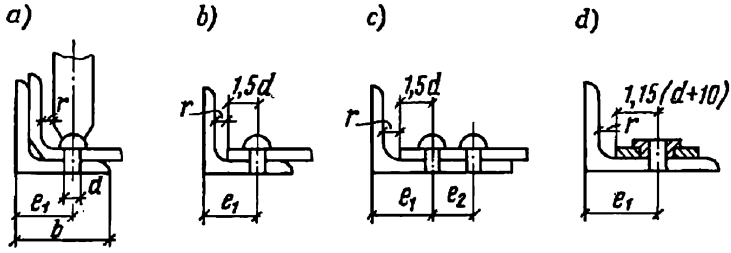


Fig. V.5. Disposição das riscas nas cantoneiras

O passo mínimo da rebitagem, indicado na tabela V.2, determina-se pela condição de resistência do material básico, e o passo máximo, pelas condições de resistência das partes comprimidas dos elementos no espaço entre os rebites e pela exigência de que as partes submetidas à tração sejam bem apertadas uma contra outra a fim de evitar a penetração da poeira e da humidade, o que contribui para uma corrosão especialmente intensa.

Nas juntas e nos nós em que são fixados outros elementos o passo da rebitagem deve ser mínimo, a fim de economizar o metal. Quando se trata da disposição dos rebites que ligam diversos perfis numa só seção, o passo da rebitagem deve ser máximo, para diminuir, à medida do possível, o número de rebites.

Tabela V.8

Designações convencionais dos rebites e dos orifícios

Tipos de rebites e orifícios	Designações	Notas
Rebites normais com cabeça semi-redonda		—
Rebites com a cabeça embutida ou semi-embutida de um ou ambos os lados		Vem acompanhado de uma inscrição explicativa, por exemplo; "do lado mais afastado", etc.
Orifício redondo		—
Orifício escareado de um ou ambos os lados		Vem acompanhado de uma inscrição explicativa, por exemplo: "escarear do lado mais próximo", etc.

O número mínimo de rebites com que se fixa o elemento de trabalho de uma estrutura adota-se igual a dois, independentemente do esforço que atua na junta (exceção pode ser feita somente para a grade de ligação dos elementos compostos).

A distância entre as riscas e as dobraduras das cantoneiras adota-se de acordo com o apêndice 24. As riscas são traçadas de acordo com as condições da rebitagem e, no caso de junção de cantoneiras, de acordo com a posição do suporte (fig. V.5, *a*). Se dentro da cantoneira instala-se uma placa de ligação (fig. V.5, *b*) ou se para a abertura de orifícios são utilizados calibres de perfuração especiais (condutores) (fig. V.5, *c*, *d*) é preciso verificar se as riscas traçadas satisfazem as condições de execução do trabalho.

Nos desenhos os rebites e os orifícios são representados por designações convencionais mostradas na tabela V.3.

Os diâmetros dos rebites que se utilizam basicamente no respectivo desenho de trabalho, são indicados nas notas; ali se indicam também diversas digressões do método geral de execução de trabalhos.

5. Tipos de juntas rebitadas

As juntas e as fixações das chapas metálicas podem ser executadas a tope ou sobrepostas, com a utilização de placas de ligação unilaterais ou bilaterais (fig. V.6). O tipo básico da junta é a junta com placas bilaterais, o que garante a transmissão simétrica do esforço de um elemento para outro (fig. V.6, *a*). A utilização de juntas com placa de ligação unilateral e de juntas sobrepostas (fig. V.6, *b*, *c*)

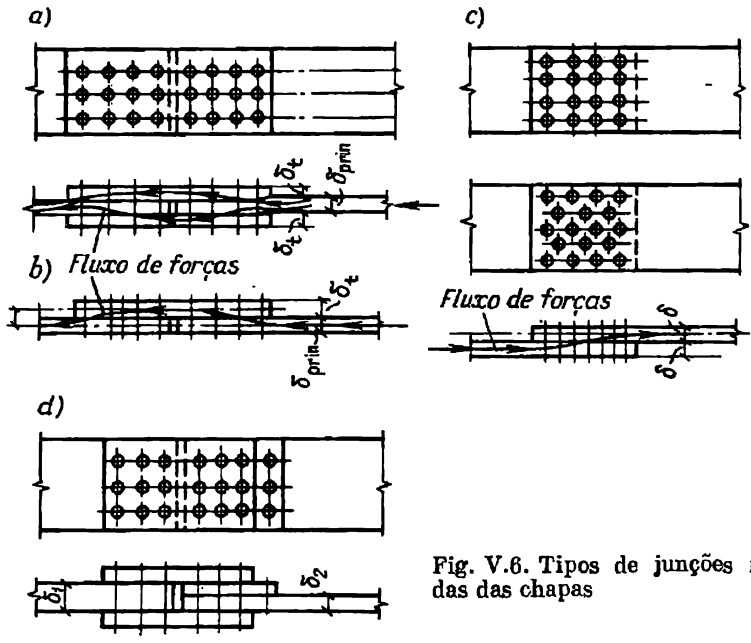


Fig. V.6. Tipos de junções rebitadas das chapas

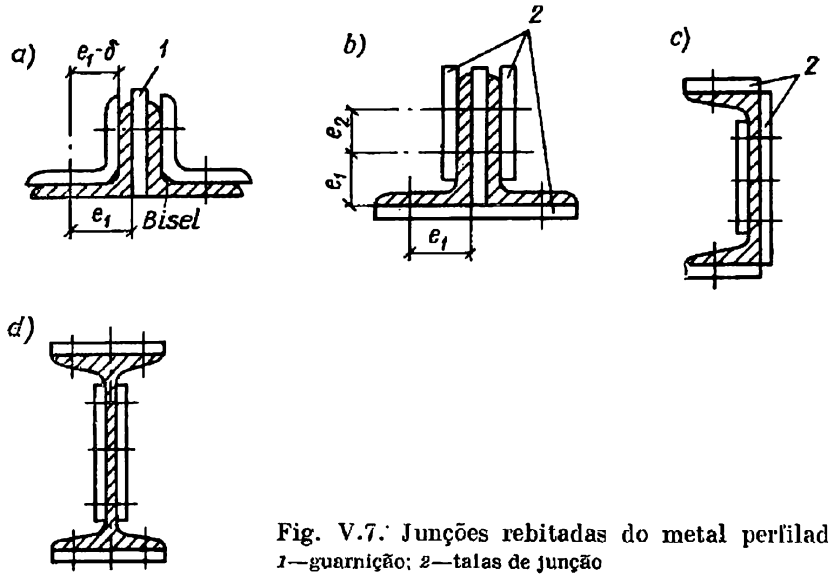


Fig. V.7. Junções rebitadas do metal perfilado
1—guarnição; *2*—talas de junção

dá uma ligação excêntrica em que se verifica a digressão do fluxo de forças em relação ao eixo, o que acarreta a dobradura de chapas carregadas. Por isso, quando se utilizam as chapas de ligação unilaterais e quando a fixação realiza-se através de uma placa de ligação (fig. V.6, *d*), de acordo com as normas o número de rebites determinado pelo cálculo deve ser aumentado em 10%.

Os perfis de cantoneiras são ligados por placas de ligação, recortadas das cantoneiras do mesmo perfil. Neste caso a canto agudo da dobradura da cantoneira de ligação é trabalhado (chanfrado) para garantir o contato perfeito entre as abas (fig. V.7, *a*). As cantoneiras de abas desiguais, assim como cantoneiras grandes de abas iguais são ligadas por placas de ligação se em cada uma destas placas os rebites podem ser dispostos em duas riscas (fig. V.7, *b*). Os ferros em U e em T duplo podem ser ligados por placas de ligação como está mostrado na fig. V.7, *c* e *d*.

A área total da seção das placas de ligação não deve ser inferior à área de seção transversal básica; as seções das placas de ligação devem ser proporcionais às áreas das partes da seção que elas cobrem.

6. Exemplos do cálculo

Exemplo V.1. Calcular a fixação da diagonal comprimida de uma armação do telhado à placa de reforço do nó (fig. V.8). A seção da diagonal compreende duas cantoneiras 140 × 90 × 10 mm. O esforço nominal é 630 kN, o material é o aço ВСт3 e a espessura da placa de reforço é δ = 12 mm. Os orifícios são abertos por meio da perfuração (grupo B).

Solução. Adotamos os rebites com d = 20 mm e os orifícios de diâmetro de 21 mm. O número de rebites calcula-se de acordo com o esforço, de forma a resistir ao cisalhamento e à mutilação. O número de rebites necessário para

resistir ao cisalhamento duplo determinamos pela fórmula (V.2):

$$n = \frac{N}{n_{cis}\frac{\pi d^2}{4} R_{cis}^{reb}} =$$

$$= \frac{630}{2\frac{3{,}14 \cdot 2{,}1^2}{4} 18} = 5{,}1 \text{ (6 rebites).}$$

O número de rebites necessário para resistir ao esforço de mutilação determinamos pela fórmula (V.4):

$$n = \frac{N}{d\delta R_{mut}^{reb}} = \frac{630}{2{,}1 \cdot 1{,}2 \cdot 42} =$$

$$= 6{,}1 \text{ (7 rebites).}$$

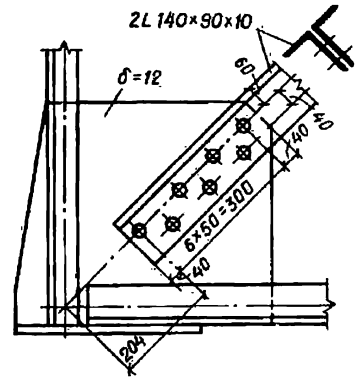


Fig. V.8. Exemplo V.1

Adotamos o número de rebites correspondente ao esforço de mutilação e colocamo-los como está mostrado na fig. V.8.

Para diminuir o comprimento geral do local de fixação distribuimos os rebites numa distância mínima um do outro, adotando a distância desde a extremidade da cantoneira até o rebite mais próximo (extremo) igual a 40 mm ($2d$) e a metade do passo entre os rebites igual a 50 mm (a distância entre os centros dos orifícios, pela diagonal, é igual a $3{,}5d = 70$ mm).

Exemplo V.2. Calcular a fixação do montante tendido de uma armação pesada de duas paredes; o montante é composto de dois ferros em U N° 24, ligados por pranchetas (fig. V.9). O esforço nominal no montante é 1070 kN, o material é o aço BCт3; espessura das placas de reforço em que são fixados os ramos do montante é $\delta = 14$ mm. Os orifícios para os rebites foram abertos com a ajuda do calibre de perfuração.

Solução. Adotamos os rebites com o diâmetro $d = 23$ mm. Pela fórmula (V.2) determinamos o número de rebites necessário para fixar cada ramo do montante e resistir ao cisalhamento (num plano só):

$$n = \frac{N}{2n_{cis}\frac{\pi d^2}{4} R_{cis}^{reb}} =$$

$$= \frac{1070}{2 \cdot 1 \frac{3{,}14 \cdot 2{,}3^2}{4} 18} = 7{,}2 \text{ (8 rebites).}$$

Para fixar cada ramo do montante de forma que a alma do ferro em U possa resistir à mutilação (sendo a espessura desta alma 0,56 cm) o número de rebites deve ser

$$n = \frac{N}{2d\delta R_{mut}^{reb}} = \frac{1070}{2 \cdot 2{,}3 \cdot 0{,}56 \cdot 42} =$$

$$= 9{,}9 \text{ (10 rebites).}$$

Projetamos a fixação segundo está mostrado na fig. V.9. Dispomos os rebites em

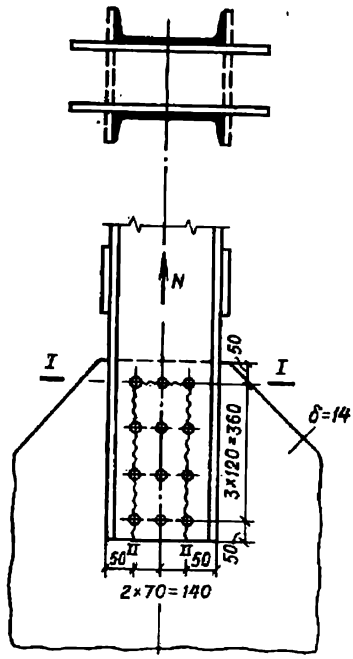


Fig. .9. Expemlo V2.

três riscas, que distam 70 mm uma da outra; adotamos 12 rebites com o diâmetro $d = 23$ mm. A distância entre as riscas longitudinais e a alma do ferro em U N° 24 é 50 mm; a distância entre os rebites extremos e a borda dos elementos também é igual a 50 mm. O passo da rebitagem que é igual a 120 mm, foi determinado depois da verificação da capacidade da alma do ferro em U de resistir ao esforço de lascar (ver abaixo).

Verificamos a resistência dos ramos do estai nas seções enfraquecidas. A seção de cada ferro em U está enfraquecida por três orifícios; a área da seção enfraquecida do ferro em U ($I—I$) vem a ser:

$$F_{liq} = 30{,}6 - 0{,}56 \cdot 2{,}3 \cdot 3 = 26{,}74 \text{ cm}^2.$$

A tensão na seção enfraquecida $I—I$

$$\sigma = \frac{1070}{2 \cdot 26{,}74} = 20 \text{ kN/cm}^2 < 21 \text{ kN/cm}^2.$$

A segunda seção enfraquecida tem a forma de U virado (fig. V.9, seção $II—II$), pois é precisamente aí que a alma pode ser destruída pelo esforço de lascar. Uma vez que as almas do ferro em U são bastante finas, este cálculo é muito importante. Na seção em U virado ($II—II$) que está enfraquecida (ver a fig. V.9) o setor horizontal da área da seção do elemento (F'_{liq}), situado perpendicularmente à orientação do esforço, está sob a influência das tensões normais, enquanto os setores da área da seção, paralelos à orientação do esforço (F''_{liq}) estão sob a influência das tensões tangenciais. Por isso deve ser satisfeita a condição

$$N \leqslant F'_{liq}R + F''_{liq}R_{cis} = F'_{liq}R + F''_{liq}0{,}6R = F_{red}R,$$

onde a área reduzida $F_{red} = F'_{liq} + 0{,}6F''_{liq}$.

Marcamos quatro fileiras de rebites com o passo longitudinal igual a 120 mm (fig. V.9). Então

$$F_{red} = F'_{liq} + 0{,}6F''_{liq} =$$

$$= (14 - 2 \cdot 2{,}3)\,0{,}56 + 0{,}6 \cdot 0{,}56 \cdot 2\,[(3 \cdot 12 + 5) - 3{,}5 \cdot 2{,}3] = 27{,}4 \text{ cm}^2.$$

A tensão na seção enfraquecida $II—II$ é

$$\sigma = \frac{N}{2F_{red}} = \frac{1070}{2 \cdot 27{,}4} = 19{,}55 \text{ kN/cm}^2 < 21 \text{ kN/cm}^2.$$

Se o passo longitudinal da rebitagem é inferior a 120 mm a tensão na seção $II—II$ resulta superior à que tinha sido prevista nos cálculos, ou seja, nominal.

7. Volume do trabalho requerido para a fabricação de estruturas rebitadas

O processo de fabricação das estruturas de aço rebitadas consiste das seguintes operações básicas que repetem de um modo geral as operações de fabricação das estruturas soldadas:

1) operações preparatórias—escolha do metal laminado, o seu desempenamento nos rolos ou prensas especiais, assim como o corte do metal;

2) preparação de padrões na oficina especializada e marcação, ou seja, transferência de dimensões necessárias para o trabalho do padrão para as respectivas peças metálicas;

3) acabamento de peças na oficina especializada: corte do metal com maçaricos de gás ou com a tesoura, abertura de orifícios mediante a puncionagem nas máquinas de puncionar ou mediante a perfuração, acabamento de arestas nas máquinas para chanfrar chapas;

4) montagem e rebitagem, controle da qualidade, pintura e despacho das estruturas prontas.

A tabela V.4 mostra as despesas do tempo de trabalho para a fabricação de estruturas rebitadas de diversos tipos. Cerca de 60% do tempo de trabalho despende-se para as operações de montagem e de rebitagem. Evidentemente, para diminuir o volume de trabalho necessário para a fabricação de estruturas desse tipo, é preciso procurar diminuir ao mínimo o número de peças e de rebites na estrutura.

Tabela V.4

Volume do trabalho requerido para diversas operações de fabricação de estruturas rebitadas

Operação	Porcentagem relativa à despesa geral do tempo para as operações de produção
Preparatórias:	
desempenamento do aço	3—4
fabricação de padrões e marcação	5—6
Total	8—10
De acabamento de peças:	
riscadura de peças	2—3
corte	8—6
abertura de orifícios	12—15
fresagem e acabamento de aretas	3—2
desempenamento e encurvamento	2—3
Total	27—29
De montagem, rebitagem e despacho de estruturas:	
montagem	27—28
perfuração de orifícios	5—4
rebitagem	20—22
abertura de orifícios de montagem	4—3
pintura e despacho	4—5
Total	60—62

8. Juntas rebitadas das estruturas de alumínio

As juntas rebitadas das estruturas de alumínio são projetadas e calculadas, de um modo geral, como as juntas idênticas das estruturas de aço. As resistências nominais das estruturas desse tipo estão

Resistências nominais R^{reb} (kN/cm²) das estruturas de alumínio com rebites colocados a frio

Tipo do estado de tensão	Designação convencional	R^{reb} para os rebites frios da liga						
		АВ-Т1	Д18п			В65		
		nas estruturas da liga						
		АВ-Т1	Д16-Т	Д1-Т	АД33-71	Д16-Т	Д1-Т	АД33-71
Cisalhamento *B*	R^{reb}_{cis}	10	11	11	11	14,5	14,5	14,5
Cisalhamento *C*		8	9	9	9	11,5	11,5	11,5
Mutilação *B*	R^{reb}_{mut}	24	39	29	24	39	29	24
Mutilação *C*		21,5	31	23	19	31	23	19
Tração (ruptura da cabeça do rebite)	R^{reb}_{t}	—	5	5	5	7	7	7

Tabela V.6

Disposição de rebites e parafusos nas estruturas de alumínio

Característica da distância	Distância
Entre os centros dos rebites e dos parafusos em qualquer sentido:	
mínima	Para os rebites 3*d*, para os parafusos, 3,5 *d*
máxima nas fileiras extremas, sem as cantoneiras que guarnecem a borda no caso de tração e compressão	5 *d* ou 10 δ
máxima nas fileiras médias, assim como nas fileiras extremas, com as cantoneiras que guarnecem a borda da chapa:	
no caso de tração	12 *d* ou 20 δ
no caso de compressão	10 *d* ou 14 δ
Distância desde o centro do rebite ou parafuso até a borda do elemento:	
mínima ao longo do esforço e pela diagonal	2,5 *d*
mínima de través ao esforço:	
no caso de arestas cortadas	2,5 *d*
no caso de arestas laminadas ou prensadas	2,0 *d*
máxima	6 δ

Designações: *d* — diâmetro do orifício para o rebite ou parafuso; δ — espessura do elemento exterior mais fino.

dadas na tabela V.5. Os rebites devem ser dispostos de acordo com a tabela V.6.

O diâmetro do orifício adota-se como o diâmetro nominal do rebite. O diâmetro do rebite não deve ser inferior ao diâmetro do elemento mais grosso do pacote e não deve ser superior à espessura tripla do elemento mais fino. A espessura do pacote não deve ultrapassar o diâmetro triplo de um rebite.

§ 25. JUNTAS APARAFUSADAS

1. Característica geral

As juntas aparafusadas são um método muito difundido, simples e bastante seguro de fixação utilizado nas estruturas de diversos tipos, especialmente nos prédios industriais.

Os parafusos da mesma forma que os rebites, trabalham ao cisalhamento, mutilação e tração. Uma diferença essencial entre uma junta aparafusada e uma junta rebitada (sendo utilizados os parafusos de resistência comum) é a sua cedência maior, ou seja, suscetibilidade maior às deformações. Esta última propriedade de uma junta aparafusada é uma conseqüência do valor menor da tensão preliminar dos parafusos (devido ao aperto de parafusos) e da existência de grandes folgas entre o parafuso e o orifício.

Quando os parafusos trabalham à tração a sua tensão preliminar deve ser superior à força externa de tração. Uma vez que é difícil conseguir a tensão igual de vários parafusos numa junta e o seu trabalho será, portanto, irregular, nos cálculos para os parafusos são adotadas resistências mais baixas do que para os rebites. O aperto demasiado dos parafusos (o que é possível quando se utilizam chaves de parafuso alongados mediante a fixação nas mesmas de tubos) acarreta a deformação plástica e desarranjo da junta.

Nas estruturas de aço são utilizados os parafusos de resistência comum e elevada.

Os parafusos são classificados quanto à precisão do acabamento da seguinte forma:

1) de precisão elevada (GOST 7805—70*) e as respectivas porcas (GOST 5927—70*);

2) de precisão normal (GOST 7798—70*) e as respectivas porcas (GOST 5915—70*) (fig. V.10);

3) de baixa precisão (GOST 15 589—70).

De acordo com GOST 1759—70* os parafusos de precisão normal e elevada devem satisfazer a seguinte exigência: a superfície de apoio da cabeça do parafuso deve ser perpendicular ao eixo da haste do parafuso, o que se verifica com um calibrador na base da folga entre a superfície de apoio da cabeça e a matriz de controle; uma outra exigência que se apresenta aos parafusos desse tipo é que a haste deve ser retilínea. Esta última exigência deve satisfazer a primeira série

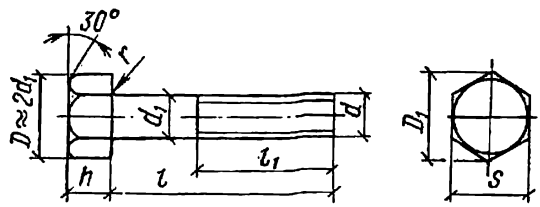


Fig. V.10. Parafuso de precisão normal

de GOST 11 284—68*. Os parafusos de baixa precisão devem satisfazer a segunda série de GOST 11 284—65*.

De acordo com GOST 1759—70* e GOST 14 623—69 o consumidor pode exigir que os parafusos tenham um revestimento de zinco, cádmio, cromo, etc.

Os parafusos de precisão elevada e normal têm a tolerância de diâmetro desde —0,43 até —0,52 e —0,3 mm (parafusos acabados) e podem ser introduzidos nos orifícios com folga de 0,3 a 0,5 mm o que significa na realidade um contato apertado. Esta junta é pouco suscetível às deformações e corresponde ao grupo B de rebites, cujos orifícios foram abertos com calibres de perfuração ou perfurados até o diâmetro previsto no projeto já depois da junção dos elementos em pacotes. Num orifício destes o parafuso pode ser introduzido com golpes leves do martelo.

Os parafusos de baixa precisão podem ser fabricados com uma derivação do diâmetro nominal de ±1 mm. Estes parafusos podem ser introduzidos nos orifícios com uma folga de 2—3 mm (parafusos brutos). A junta desse tipo é bastante suscetível às deformações.

Os diâmetros dos parafusos são 10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 27, 30, 36, 42 e 48 mm; o seu comprimento varia de 40 a 200 mm. O comprimento da rosca: para os parafusos com o diâmetro de 10 a 14 mm, l_r = 20—25 mm; para os parafusos com o diâmetro de 16 a 20 mm, l_r = 28—30 mm; para os parafusos com o diâmetro de 22 a 30 mm, l_r = 35—50 mm.

Os parafusos são fabricados do aço ao carbono dos tipos ВСт3 e ВСт 5, do aço de liga pobre (de resistência elevada) dos tipos 14Г2, 15ГС, etc.

Os parafusos de alta resistência são utilizados nas juntas de montagem onde transmitem o esforço por meio do atrito. Esses parafusos são fabricados de aços ao carbono Ст35 de acordo com GOST 1050—60** ou do aço com liga, de alta resistência (por exemplo, o aço ao cromo 40X, 40XФA, 38XC etc. de acordo com GOST 4543—71), sendo o seu σ_t depois do tratamento térmico não inferior a 80 kN/cm² para os aços ao carbono, não inferior a 110 kN/cm² para os aços com liga dos tipos 40X e não inferior a 135 kN/cm² para os parafusos dos aços 40XФA e 38XC.

De acordo com as qualidades mecânicas dos aços os parafusos dividem-se em classes de resistência (GOST 1759—70*). As classes

de resistência mais comuns nas estruturas utilizadas na construção civil são 4.6 e 5.6 e para os parafusos de alta resistência, 8.8 e 10.9. As classes de resistência dos parafusos são designados com dois números. O primeiro, multiplicado por 10, determina o valor da resistência temporária mínima (ou limite de resistência) em kN/cm²; o segundo número, multiplicado por 10, determina a relação do limite de escoamento à resistência temporária em por centos; o produto desses números indica o valor do limite de escoamento em kN/cm². Na tabela V.7 estão indicadas as resistências nominais para os parafusos de diversos tipos.

2. Trabalho de uma junta aparafusada

Quando os parafusos brutos colocados nos orifícios com folgas de 2—3 mm (parafusos brutos) trabalham ao cisalhamento, a junta é muito suscetível às deformações. Quando as folgas constituem 2—4 mm os parafusos podem deslocar-se respectivamente em 2,65—3 mm (isto é, o seu deslocamento é cerca de dez vezes maior do que o deslocamento dos rebites). Ao mesmo tempo a resistência estática de uma junta aparafusada é apenas cerca de 10% inferior à de uma junta rebitada, o que se deve ao nivelamento dos esforços em diversos parafusos quando eles trabalham além do limite de escoamento. A resistência de uma junta aparafusada à vibração é consideravelmente inferior (em cerca de 50%) à de uma junta rebitada. Por isso, quando se trata do trabalho ao cisalhamento, convém aplicar os parafusos brutos no caso de carga estática que requer, basicamente, a garantia da resistência, enquanto a suscetibilidade da junta às deformações não tem grande importância. Um método eficaz, mas bastante caro, de diminuição de susceptibilidade de uma junta aparafusada à deformação, é a utilização de parafusos de alta precisão que enchem totalmente os respectivos orifícios.

O emprego dos parafusos é mais racional quando se trata do trabalho à tração. Para assegurar o trabalho bom do parafuso é preciso apertá-lo bem de forma que a força de tração externa não ultrapasse a tensão inicial. Para diminuir a suscetibilidade de uma junta à deformação pode evitar a elevação da tensão nos parafusos até a resistência nominal, ou fixar bem as porcas apertadas com contraporcas ou soldá-las ao parafuso.

3. Cálculo e projeção de juntas aparafusadas

O cálculo de juntas aparafusadas realiza-se: quando é preciso verificar a sua resistência ao cisalhamento pela fórmula

$$n \geqslant \frac{N}{n_{\text{cis}} \frac{\pi d^2}{4} R^{\text{p}}_{\text{cis}}}; \qquad \text{(V.9)}$$

quando é preciso verificar a sua resistência à mutilação pela fórmula

$$n \geqslant \frac{N}{d\Sigma\,\delta R^{p}_{mut}}, \qquad (V.10)$$

e quando é preciso verificar a sua resistência à tração (levando em consideração a seção líquida do parafuso) pela fórmula

$$n \geqslant \frac{N}{\frac{\pi d_0^2}{4} R^{p}_{t}}, \qquad (V.11)$$

onde N é a força nominal que atua na junta;
d, diâmetro da parte não roscada do parafuso;
d_0, diâmetro interno da rosca da haste;
R^p, resistências nominais dos parafusos ao cisalhamento, mutilação e tração de acordo com a tabela V.7.

Os parafusos de alta resistência são utilizados para obter uma junta de montagem menos suscetível às deformações. Neste caso a tração dos parafusos deve ser tal que os esforços que atuam na junta sejam transmitidos por meio de atrito que surge entre os planos contíguos. Isto se consegue mediante o emprego de chaves dinamométricas (a fim de controlar a tensão dos parafusos). Para o trabalho de juntas na base de parafusos de alta resistência tem uma grande importância o acabamento das superfícies dos elementos ligados. Para decapar bem as superfícies são utilizadas escovas de arame de aço ou se emprega o método de decapagem a fogo com um maçarico especial.

O cálculo de parafusos de alta resistência realiza-se da seguinte maneira. Determina-se o esforço axial de tração P de um parafuso de alta resistência submetido à tração máxima. Esse esforço depende das propriedades mecânicas do parafuso depois do tratamento térmico. Para os parafusos de alta resistência levamos em consideração o coeficiente de segurança e o coeficiente correspondente às condições de trabalho do material; determinamos, então, o esforço de tração máximo do parafuso

$$P_p = 0{,}65\sigma^{p}_{t} F^{p}_{liq}, \qquad (V.12)$$

onde F^p_{liq} é a área líquida da seção do parafuso (no local roscado).

O esforço nominal que cada superfície de atrito dos elementos ligados por um parafuso de alta resistência pode agüentar, será:

$$[N]^{p}_{t} = P_p f m, \qquad (V.13)$$

onde f é o coeficiente de atrito adotado de acordo com a tabela V.8; m, o coeficiente das condições de trabalho da junta ligada por parafusos de alta resistência, adotado igual a 0,9.

Portanto, o número necessário de parafusos de alta resistência na junta (supondo-se que os esforços são distribuídos entre eles de uma forma regular) calcula-se pela fórmula:

$$n \geqslant \frac{N}{[N]^{p}_{t} n_{atr}} = \frac{N}{0{,}58\sigma^{p}_{t} F^{p}_{liq} n_{atr}}, \qquad (V.14)$$

onde N é o esforço na junta, adotado nos cálculos;
n_{atr}, número de planos de atrito.

Tabela V.7

Resistências nominais R^p das juntas aparafusadas (kN/cm²)

Parafusos nas junções	Estado de tensão e grupo de junção	Designação convencional	Tração e cisalhamento dos parafusos fabricados de aço das seguintes classes de resistência			Mutilação dos elementos ligados das estruturas fabricadas do aço das classes			
			4,6	5,6	8,8	C38/23	C44/29	C46/33	C52/40
De resistência elevada	Tração	R_t^p	—	—	40	—	—	—	—
	Cisalhamento *B*	R_{cis}^p	—	—	30	—	—	—	—
	Mutilação *B*	R_{mut}^p	—	—	—	38	47	52	61
De precisão normal e baixa: junta de um parafuso só	Tração	R_t^p	17	21	40	—	—	—	—
	Cisalhamento	R_{cis}^p	15	17	30	—	—	—	—
	Mutilação	R_{mut}^p	—	—	—	38	47	52	61
Junta de muitos parafusos	Tração	R_t^p	17	21	40	—	—	—	—
	Cisalhamento	R_{cis}^p	13	15	25	—	—	—	—
	Mutilação	R_{mut}^p	—	—	—	34	42	46	—

Tabela V.8

Valores do coeficiente de atrito *f*

Método de tratamento preliminar (decapagem) das superfícies ligadas	*f* para os elementos ligados, de aços das classes		
	C38/23	C44/29, C46/33, C52/40	C60/45, C70/60
Tratamento pneumático com areia quárcica ou pó metálico	0,45	0,55	0,55
Com soluções químicas dos ácidos	0,45	0,5	0,5
Tratamento a fogo a maçaricos com diversas chamas (a acetileno)	0,4	0,45	0,45
Tratamento com escovas de aço mecânicas ou manuais	0,35	0,35	0,4
Sem o tratamento	0,25	0,25	0,35

Tabela V.9

Dimensões dos parafusos

Diâmetro do parafuso, mm	12	14	16	18	20	22	24	27	30	36
Área da seção, F_{tot}, cm²	1,13	1,54	2,01	2,54	3,14	3,8	4,52	5,73	7,07	10,18
Área da seção no local roscado, F_{liq}, cm²	0,86	1,18	1,6	1,97	2,49	3,08	3,59	4,67	5,69	8,08
Diâmetro do orifício recomendável, mm	14	16	18	20	22	24	26	29,5	32,5	39,5

Tabela V.10

Designações convencionais para os parafusos e orifícios

Tipos de parafusos e orifícios	Designação	Notas
Parafusos permanentes nas juntas fabris e de montagem		—
Parafusos provisórios que unem os elementos num conjunto destinado para o despacho		Nos esquemas de montagem e nos desenhos dos nós vem a designar os parafusos permanentes nas juntas de montagem
Parafusos de alta resistência		—
Orifício oval		—

A disposição de parafusos na junta realiza-se de acordo com as regras de distribuição dos rebites, em conformidade com a tabela V.2. Além disso, é preciso levar em consideração a possibilidade de aparafusamento das porcas com chaves comuns[1].

[1] **Guia de obras especiais.** Fabricação de estruturas de aço. M., Stroiizdat, 1963, p. 285.

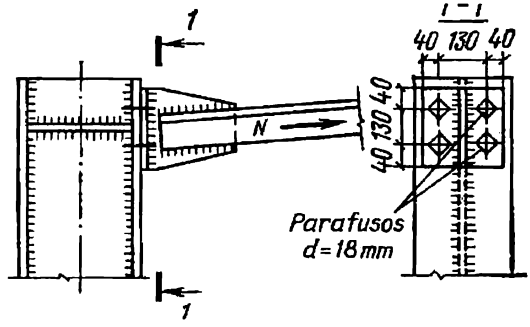


Fig. V.11. Exemplo V.3

A tabela V.9 dá as dimensões recomendáveis de orifícios para os parafusos.

As designações convencionais dos parafusos estão indicadas na tabela V.10.

Exemplo V.3. Calcular a fixação do banzo superior da armação do telhado ao pilar por meio de parafusos comuns (fig. V.11). O esforço nominal de tração no banzo é $N = 100$ kN; o material da estrutura e dos parafusos é ВСт3.

Solução. Adotamos os parafusos de diâmetro $d = 18$ mm com $F_{liq} = 1{,}97$ cm².

O número de parafusos necessário para a fixação da viga determina-se pela fórmula (V.11)

$$n = \frac{N}{F_{liq} R_t^p} = \frac{100}{1{,}97 \cdot 17} = 3.$$

Uma vez que a junta é simétrica adotamos 4 parafusos com o diâmetro $d = 18$ mm. Adotamos o diâmetro dos orifícios igual a 20 mm.

4. Juntas aparafusadas das estruturas de alumínio

Os elementos das estruturas de alumínio podem ser ligados por parafusos de alumínio ou de aço desde que sejam tomadas várias medidas preventivas contra a corrosão.

Ultimamente têm sido utilizados os parafusos de alumínio com os anéis de aperto; os parafusos desse tipo são fabricados de uma liga de alta resistência (fig. V.12, *a*). No parafuso coloca-se o anel de aperto feito de uma liga plástica leve; depois com uma pistola de aperto especial o anel é apertado de forma a constringir as chapas ligadas. A tensão é tão grande que se verifica uma ruptura na seção enfraquecida do parafuso e a sua extremidade resulta arrancada (fig. V.12, *b*).

O método de disposição e o cálculo dos parafusos de alumínio são os mesmos que dos rebites de alumínio, sendo as exigências gerais de projeção também idênticas. O material e as resistências nominais dos parafusos de alumínio estão indicados na tabela V.11.

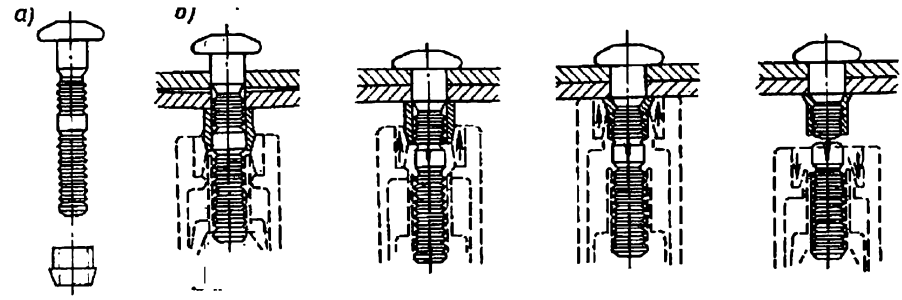


Fig. V.12. Seqüência de operações de colocação de parafusos de alumínio com anéis de aperto

Se nas juntas das estruturas de alumínio utilizam-se parafusos de aço, estes últimos devem ser revestidos de zinco ou de cádmio a fim de evitar a corrosão nos locais de contato das ligas de alumínio com o aço. Para tornar impossível a danificação local das ligas de alumínio no momento em que são apertados os parafusos, é preciso instalar obrigatoriamente arruelas.

Tabela V.11

Resistências nominais R^p (kN/cm²) das estruturas de alumínio, ligadas por parafusos de alumínio

Tipo do estado de tensão	Designação convencional	R^p para os parafusos acabados fabricados das ligas							R^p para os parafusos com anéis de aperto fabricados das ligas			
		АМг5п	АВ-Т1		В94		Д16п		Д16п		В65	
		nas estruturas fabricadas das ligas							nas estruturas fabricadas das ligas			
		АМг6	АВ-Т1	АД33-Т1	Д1-Т	Д1-Т	Д1-Т	Д16-Т	Д1-Т	Д16-Т	Д1-Т	Д16-Т
Cisalhamento *B*	R^p_{cis}	9	9	9	16	16	13	13	17	17	17	17
Mutilação *B*	R^p_{mut}	19	25	21,5	26	35	26	35	26	35	26	35
Tração (ruptura de cabeças)	R^p_t	12,5	17	17	29,5	29,5	20	20	16	16	16	16

Nota. Os dados referentes aos parafusos com anéis de aperto dizem respeito aos parafusos com os diâmetros de 6 a 12 mm.

CAPÍTULO VI

VIGAS

§ 26. CARACTERÍSTICA GERAL DAS VIGAS, VIGAMENTO

1. Tipos de vigas

As vigas metálicas que trabalham à flexão podem ser laminadas e compostas. Deve-se utilizar à medida do possível as vigas laminadas que exigem menos trabalho (fig. VI.1, *a*). No entanto, devido ao sortimento limitado de vigas, é preciso, quando se trata de esforços grandes, projetar vigas compostas, cujos elementos são ligados por meio de solda ou rebitagem. As vigas soldadas são compostas de três chapas: uma delas, a vertical, chama-se alma e as duas horizontais, ligadas à vertical por meio da solda, chamam-se abas (fig. VI.1, *b*). As vigas rebitadas em T duplo são compostas de uma chapa vertical (a alma) e cantoneiras de reforço ligadas à alma por meio da rebitagem (fig. VI.1, *c*). Se são necessárias vigas rebitadas de grande potência, para aumentar o momento de resistência nas abas das cantoneiras são fixadas por meio de rebitagem chapas horizontais (fig. VI.1, *d*). As vigas soldadas são mais convenientes sob o ponto de vista econômico do que as rebitadas. Por isso, estas últimas são utilizadas relativamente pouco, sobretudo, nas estruturas pesadas e nas estruturas que sofrem grandes cargas dinâmicas ou vibratórias.

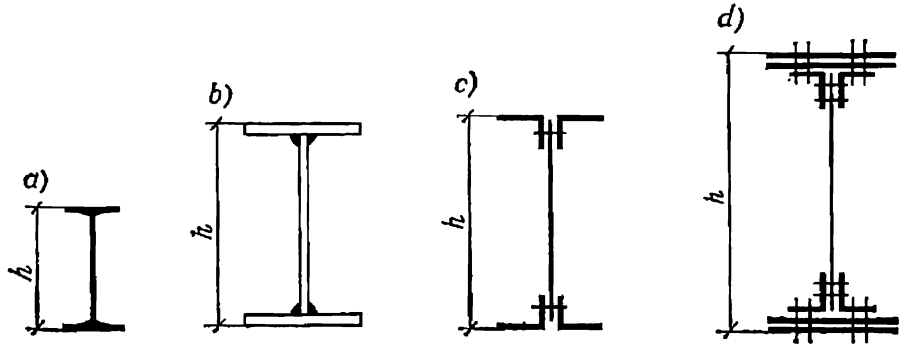


Fig. VI.1. Seções de vigas

2. Dimensões gerais

As dimensões gerais de uma viga são o comprimento nominal do seu vão e a altura da seção. O vão nominal da viga, l, é a distância entre os centros dos apoios da viga (fig. VI.2). O comprimento real da viga, l_r, é sempre um pouco superior ao valor nominal de l. A distância l_0 chama-se luz, ou espaço livre; esta distância determina-se normalmente pelas condições de exploração da estrutura e deve ser fundamentada sob o ponto de vista econômico.

Ao escolher a altura da seção h, deve-se partir da condição da correlação ótima das dimensões da seção, de forma a reduzir ao mínimo a despesa do aço (desde que o projeto não inclua exigências especiais que restrinjam as dimensões da viga), e da condição de garantia da rigidez necessária da viga que se determina pela relação da sua flecha ao comprimento do vão, $f/l \leqslant 1/n_0$, que se chama flecha relativa. Os valores extremos de $1/n_0$ são estabelecidos pelas normas (ver o apéndice 3).

A relação da flecha da viga ao seu vão depende da relação da altura da seção ao vão. Designando a carga permanente, distribuída uniformemente, por p e a carga temporária por q, podemos calcular o momento de flexão máximo para uma viga de seções independentes

$$M = \frac{(pn_p + qn_q)\, l^2}{8} = \sigma W = \frac{\sigma 2J}{h}, \qquad \text{(VI.1)}$$

onde n_p e n_q são os respectivos coeficientes de sobrecarga.

Segundo foi assinalado no capítulo I, ao determinar as flechas toma-se a carga estabelecida nas normas (normativa) (sem levar em consideração os coeficientes de sobrecarga). Então, tendo em conta a fórmula (VI.1), poderemos determinar a dependência da flecha relativa em relação à carga normativa e à altura da viga, expressa através de tensões nominais:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384}\frac{(p+q)\, l^3}{EJ} = \frac{5}{48}\frac{Ml}{EJ}\frac{p+q}{pn_p + qn_q} = \frac{5}{24}\frac{\sigma l}{Eh}\frac{p+q}{pn_p + qn_q} \leqslant \frac{1}{n_0}. \qquad \text{(VI.2)}$$

Daí se pode determinar a altura mínima da viga desde que seja dada a flecha relativa:

$$h_{\min} = \frac{5}{24}\frac{\sigma l n_0}{E}\frac{p+q}{pn_p + qn_q}. \qquad \text{(VI.3)}$$

Tendo em conta a necessidade de utilizar plenamente na viga a capacidade de resistência do material ($\sigma = R$) e levando em consideração que para o aço 3

$$\frac{R}{E} = \frac{21}{2{,}1 \cdot 10^4} = \frac{1}{1000},$$

e considerando $n_p = n_q$, reduzimos a fórmula (VI.3) à seguinte forma

$$h_{\min} = \frac{ln_0}{4800}\frac{1}{n_q}. \qquad \text{(VI.4)}$$

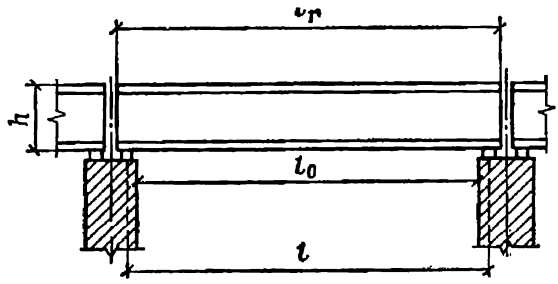


Fig. VI.2. Dimensões gerais de uma viga

A flecha relativa pode ser determinada com um nível de precisão suficiente para a prática pela fórmula

$$\frac{f}{l} \leqslant \frac{M_n l}{10EJ} = \frac{\sigma_n l}{5Eh},$$

onde M_n e σ_n são o momento e a tensão devidos às cargas normativas.

A tabela VI.1 mostra as relações da altura mínima da seção da viga ao vão em função dos valores da flecha relativa $f/l = 1/n_0$, na base dos quais pode ser determinada a altura mínima da seção da viga. Se a altura da viga é inferior à que está indicada na tabela VI.1, a flecha relativa da viga pode ser conservada dentro dos limites indicados nas normas, desde que as tensões sejam diminuídas, isto é, mediante a despesa excessiva do metal [ver a fórmula (VI.3)].

Tabela VI.1

Relações da altura mínima da seção da viga ao vão em função da flecha (para as vigas de aço 3)

$f/l = 1/n_0$	1/1000	1/750	1/600	1/500	1/400	1/250	1/200
h_{min}/l	1/6	1/8	1/10	1/12	1/15	1/25	1/30

A altura mínima necessária da viga nem sempre é a mais vantajosa sob o ponto de vista de despesa do aço. A respeito da altura mais vantajosa da viga ver o § 28.

3. Vigamento

No processo de projeção de estruturas de vigas é preciso elaborar de acordo com o objetivo a que são destinadas as vigas um esquema da sua disposição, traçar as dimensões gerais e determinar a carga que cabe a cada viga.

As vigas que apoiam uma cobertura podem ser dispostas num só ou em dois sentidos. Um sistema de vigas cruzadas chama-se viga-

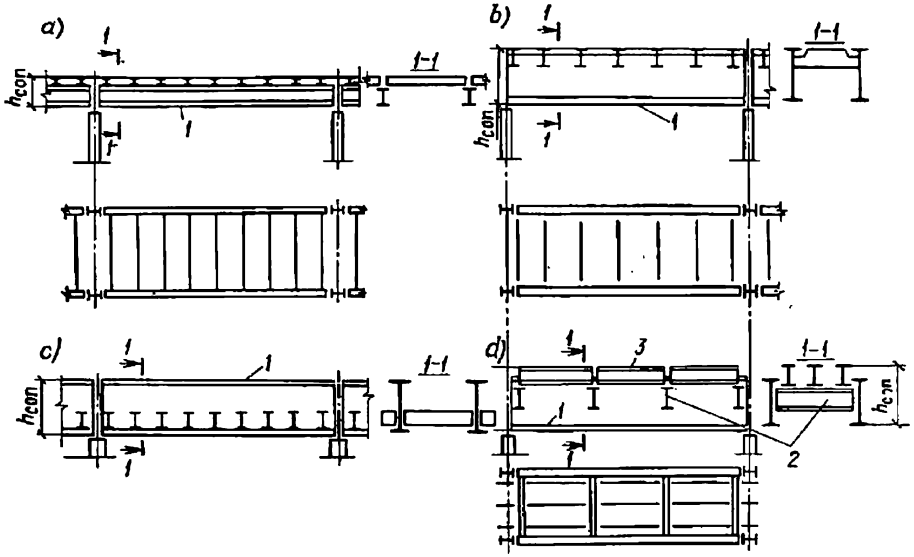


Fig. VI.3. Tipos de vigamentos
1—viga-mestra; *2*—vigas auxiliares; *3*—vigas do revestimento; h_{con}—altura da construção

mento. Sobre o vigamento instala-se um revestimento em forma de chapas metálicas (que servem na qualidade de áreas de trabalho das oficinas, partes das obras hidráulicas, etc.), chapas de concreto armado, etc. Um vigamento compreende vigas-mestras que recobrem o grande vão e vigas auxiliares (fig. VI.3, *a*—*c*). As vigas-mestras são instaladas nos apoios e as vigas auxiliares, nas vigas-mestras.

Os vigamentos são classificados da seguinte forma: 1) com a disposição de vigas auxiliares em andares — tipo normal (fig. VI.3, *a*); 2) com as vigas auxiliares dispostas no mesmo nível com as vigas-mestras (fig. VI.3, *b*); 3) com as vigas auxiliares dispostas num nível inferior ao das vigas-mestras (fig. VI.3, *c*); 4) vigamentos compostos de três sistemas de vigas: vigas-mestras, vigas auxiliares e vigas do revestimento (fig. VI.3, *d*)—esse é um tipo de vigamento mais complexo.

A escolha do tipo do vigamento determina-se por razões econômicas e pelas dimensões impostas pelas condições da exploração. A altura, cujos limites a estrutura não deve ultrapassar, chama-se altura de construção.

Determinação da carga que cabe às vigas. Para determinar a carga que cabe a uma viga (quando o vigamento está submetido a uma carga contínua e distribuída uniformemente) deve-se revelar a área carregada que corresponde a uma viga. Na fig. VI.4 a área de carga *1* de uma viga auxiliar (hachurada) tem a lurgara *a* (passo das vigas) e comprimento *l* (vão da viga). A viga-mestra está submetida à carga correspondente à área carregada, designada com o número *2*,

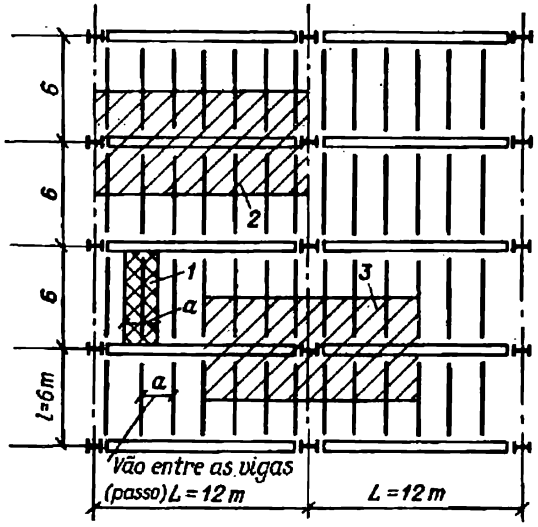


Fig. VI.4. Esquemas de distribuição da carga nas vigas do vigamento

e o pilar, à carga correspondente à área designada com o número *3*. Ao calcular as vigas laminadas a influência do seu peso próprio pode ser menosprezada devido ao seu valor insignificante.

4. Cálculo do revestimento de chapas

Um revestimento plano de chapas metálicas coloca-se nas abas das vigas e fixa-se nelas por meio da soldagem (fig. VI.5, *a*). A espessura do revestimento escolhe-se na maioria das vezes de acordo com a flecha admissível, por isso um revestimento de chapas deve ser calculado de forma a agüentar as cargas normativas.

Quanto ao carácter do seu trabalho, um revestimento de chapas ocupa um lugar intermediário entre uma placa e uma membrana. Enquanto uma placa carregada trabalha somente à flexão (fig. VI.5, *b*),

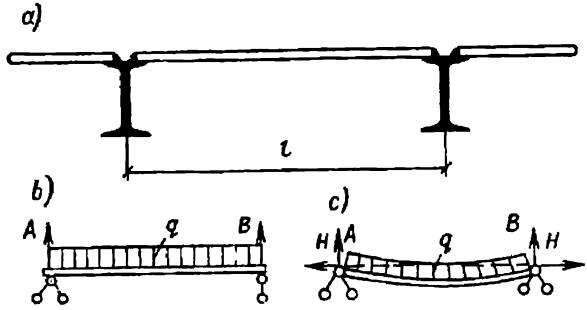


Fig. VI.5. Revestimento plano de chapas

uma membrana está solicitada também pela tração axial e para resistir ao empuxo H requer apoios imóveis. Um revestimento de chapas pode sofrer também a flexão e a tração axial, trabalhando então como uma estrutura elástica suspensa (fig. VI.5, *c*).

As placas que têm a espessura suficiente δ e a rigidez cilíndrica de flexão

$$D = EJ_c = \frac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)},$$

têm flechas muito inferiores à sua espessura (ou altura da seção): $f \ll \delta$. Esta condição é satisfeita normalmente quando as relações do vão do revestimento à sua espessura variam nos limites de $l/\delta = 40 \ldots 50$. Pelo contrário, as membranas que são mais finas ($l/\delta > 300$) têm grandes flechas $f > \delta$.

Um revestimento de chapas com a relação do vão à espessura dentro dos limites $40 < l/\delta < 300$, que trabalha à flexão e tração, tem as flechas mais ou menos iguais à sua espessura.

Primeiro caso—uma placa, flexão sem o empuxo ($l/\delta < 40 \ldots 50$).

Vejamos um revestimento bastante comprido apoiado de dois lados (sendo a relação do comprimento ao vão da chapa superior a 2). A espessura da placa determina-se normalmente na base da condição da sua rigidez, isto é, flecha admissível $[f/l] = 1/n_0$ de uma viga composta simples, cuja largura é 1 cm; por isso, no cálculo se considera a carga normativa q_n^0 por 1 cm² (kN/cm²). Então a carga correspondente ao comprimento q_n (em kN/cm) será igual a q_n^0 se a largura da viga é $b = 1$ cm.

Temos:

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384}\frac{q_n l^3}{EJ_c} = \frac{5}{32}\frac{q_n l^3}{E_1\delta^3} \leqslant \frac{1}{n_0},$$

onde $1/n_0$ é a flecha relativa que se admite normalmente nos limites de 1/150 . . . . . 1/200;

$$EJ_c = D = \frac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)} = \frac{E_1\delta^3}{12};$$

com o coeficiente de Poisson $\mu = 0{,}3$, temos

$$E_1 = \frac{2{,}1\cdot 10^4}{(1-0{,}3^2)}\ \text{kN/cm}^2 = 2{,}3\cdot 10^4\ \text{kN/cm}^2;$$

daí determinamos a espessura mínima (em cm) e a respectiva tensão na chapa (em kN/cm²):

$$\left.\begin{aligned} \delta &\geqslant \frac{l}{53}\sqrt[3]{q_n n_0}; \\ \sigma &= \frac{M}{W} = \frac{ql^2}{8}\cdot\frac{6}{\delta^2} = \frac{3}{4}q\left(\frac{l}{\delta}\right)^2. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VI.5)}$$

Exemplo VI.1. Calcular o revestimento de chapas com o vão $l = 80$ cm submetido à carga normativa $q_n^0 = 18$ kN/m² (18 kN/m² = 1,8 tf/m²), sendo a flecha admissível $[f/l] = 1/n_0 = 1/150$.

Solução. Determinamos a carga que corresponde a uma faixa com a largura $b = 1$ cm, o momento de flexão máximo M e a tensão na chapa:

$$q = \frac{q_n^0}{100 \cdot 100} = \frac{18}{10000} \text{ kN/cm} = 0{,}0018 \text{ kN/cm};$$

$$\delta \geqslant \frac{l}{53} \sqrt[3]{q_n n_0} = \frac{80}{53} \sqrt[3]{0{,}0018 \cdot 150} \text{ cm} = 0{,}975 \text{ cm}.$$

Adotamos $\delta = 1$ cm.

O momento máximo

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{0{,}0018 \cdot 80^2}{8} \text{ kN} \cdot \text{cm} = 1{,}44 \text{ kN} \cdot \text{cm}.$$

O momento de resistência da faixa

$$W = \frac{1 \cdot \delta^2}{6} = \frac{1}{6} = 0{,}167 \text{ cm}^3.$$

E a tensão

$$\sigma = M/W = 1{,}44/0{,}167 \text{ kN/cm}^2 = 8{,}6 \text{ kN/cm}^2.$$

Segundo caso do trabalho de um revestimento de chapas à flexão com o empuxo ($40 < l/\delta < 300$). Neste caso o revestimento de chapas deve ser fixado de forma a resistir ao deslocamento horizontal; além disso, ao par do momento deve ser determinado o empuxo H (fig. VI.5, *c*).

O empuxo H determina-se na base da seguinte condição: o alongamento da faixa Δl_H causado pela força H correspondente à tração de empuxo é igual à diferença dos comprimentos da faixa flexionada e reta $\Delta l_M = L - l$[1]:

$$\Delta l_H = \frac{Hl(1-\mu^2)}{E\delta}; \quad \Delta l_M = \int_0^l (ds - dx) =$$

$$= \int_0^l \left(\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} - 1 \right) dx \approx \frac{1}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx.$$

Adotando o eixo encurvado em forma de senóide

$$y = f \operatorname{sen} \frac{\pi x}{l},$$

obtemos

$$\Delta l_M = \frac{1}{2} \int_0^l \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx = \frac{\pi^2}{4l} f^2.$$

Da teoria de resistência dos metais[2] sabemos que no caso de flexão de uma viga apoiada por articulações e solicitada por cargas transversais e pela força de tração H, a flecha máxima pode ser determi-

[1] **Timochenko S. P., Voinovski-Kriger S. V.** Placas e invólucros. M., Fismatizdat, 1963.

[2] **Timochenko S. N.** Resistência dos materiais. T. II, M., «Nauka», 1965.

nada com um grau suficiente de precisão pela fórmula:

$$f = f_0/(1 + \alpha), \qquad \text{(VI.6)}$$

onde f_0 é a flecha causada no meio da faixa somente por cargas transversais

$$f_0 = \frac{M_v l^2}{10D};$$

$\alpha = \frac{H}{H_E} = \frac{H}{\pi^2/l^2 \cdot D} = \frac{Hl^2}{D\pi^2}$ é o coeficiente de influência da força longitudinal;

H_E, característica crítica de Euler, correspondente à ação axial sobre o sistema.

Obtemos o empuxo em função do coeficiente α:

$$H = D\alpha \frac{\pi^2}{l^2} \approx 10 \frac{D\alpha}{l^2}. \qquad \text{(VI.7)}$$

O momento de flexão máximo M_{max} também depende do coeficiente α:

$$M_{max} = M_v - \frac{Hf_0}{1+\alpha} = M_v - \frac{10D\alpha}{l^2} \frac{M_v l^2}{10D} \cdot \frac{1}{1+\alpha} = \frac{M_v}{1+\alpha}, \qquad \text{(VI.8)}$$

onde M_v é o momento de viga causado por cargas transversais.

O coeficiente de ação da força longitudinal α podemos determinar igualando $\Delta l_H = \Delta l_M$ e introduzindo o valor $\alpha = \frac{Hl^2}{D\pi^2}$:

$$\frac{Hl(1-\mu^2)}{E\delta} = \frac{\pi^2}{4l} \left(\frac{f_0}{1+\alpha}\right)^2.$$

Obtemos como resultado uma equação cúbica que se resolve facilmente mediante a seleção:

$$\alpha(1+\alpha)^2 = \frac{3f_0^2}{\delta^2}. \qquad \text{(VI.9)}^1$$

As tensões causadas pela tração e pela flexão são determinadas pela fórmula

$$\sigma = \sigma_H + \sigma_M = \frac{H}{\delta} + \frac{6M_{max}}{\delta^2} \leqslant R.$$

Para determinar o coeficiente α e a rigidez cilíndrica no processo de projeção de um revestimento de chapas é preciso adotar a espessura da chapa δ.

Para facilitar a solução desse problema C. D. Leites construiu, aproveitando a solução de Bubnov—Timochenko, os gráficos das magnitudes normativas das cargas para um revestimento de chapas com diversos valores de flechas relativas admissíveis $1/n_0$ em função da relação do vão do revestimento à sua espessura l/δ. Para determinar l/δ em função do valor dado $n_0 = [l/f]$. A. L. Teloian obteve

[1] A precisão desta equação aproximada é bastante alta. O coeficiente α está ligado ao parâmetro $u^2 = \pi^2\alpha/4$ introduzido por I. G. Bubnov na solução dos problemas deste tipo. Quando $u < 12$ (ou $\alpha < ,60$) o erro é inferior a 0,3%.

um uação aproximada boa:

$$\frac{l}{\delta}=\frac{4n_0}{15}\left(1+\frac{72E_1}{n_0^4q_{n1}}\right). \qquad \text{(VI.10)}$$

Exemplo VI.2. Calcular um revestimento de chapas com o vão $l = 120$ cm para a carga $q_n^0 = 24$ kN/m² (2,4 tf/m²) sendo a flexão relativa admissível $1/n_0 = 1/150$.

Solução. 1. Pela fórmula (VI.10) obtemos (sendo $n_0 = 150$):

$$\frac{l}{\delta}=\frac{4n_0}{15}\left(1+\frac{72E_1}{n_0^4q_n}\right)=\frac{4\cdot150}{15}\left(1+\frac{72\cdot2{,}3\cdot10^4}{150^4\cdot0{,}0024}\right)=94{,}7\approx95;$$

portanto a espessura do revestimento deve ser aproximadamente $\delta = l/95 = 120/95$ cm $= 1{,}26$ cm.

Adotamos $\delta = 1{,}2$ cm e verificamos a solução adotada.

2. Determinamos a força de empuxo H e as tensões na chapa. O momento de viga na faixa com 1 cm de largura é

$$M_v=\frac{q_nl^2}{8}=\frac{0{,}0024\cdot120^2}{8}\text{ kN}\cdot\text{cm}=4{,}34\text{ kN}\cdot\text{cm}.$$

A flecha causada somente pela carga transversal

$$f_0=\frac{M_vl^2}{10D}=\frac{4{,}34\cdot120^2}{10\cdot3300}\text{ cm}=1{,}88\text{ cm},$$

onde $D=\dfrac{E_1\delta^3}{12}=\dfrac{2{,}3\cdot10^4\cdot1{,}2^3}{12}$ kN/cm² $= 3300$ kN/cm².

Mediante a seleção determinamos o valor de α pela fórmula (VI.3)

$$\alpha(1+\alpha)^2=\frac{3f_0^2}{\delta^2}=\frac{3\cdot1{,}88^2}{1{,}2^2}=7{,}36;\quad \alpha=1{,}35.$$

A flecha definitiva é

$$f=\frac{f_0}{1+\alpha}=\frac{1{,}88}{1+1{,}35}=0{,}8\text{ cm},$$

o que corresponde à relação dada $[f/l] = 0{,}8/120 = 1/150$.

De acordo com a fórmula (VI.7) o empuxo

$$H=\frac{10D\alpha}{l^2}=\frac{10\cdot3300\cdot1{,}35}{120^2}\text{ kN}=3{,}09\text{ kN}.$$

O momento no centro da faixa determina-se pela fórmula (VI.8)

$$M=\frac{M_v}{1+\alpha}=\frac{4{,}34}{1+1{,}35}\text{ kN}\cdot\text{cm}=1{,}89\text{ kN}\cdot\text{cm}.$$

E as tensões

$$\sigma=\sigma_H+\sigma_M=\frac{H}{\delta}+\frac{M\cdot6}{\delta^2}=\frac{3{,}09}{1{,}2}+\frac{1{,}89\cdot6}{1{,}2^2}=$$

$$=2{,}57+7{,}9\text{ kN/cm}^2=10{,}47\text{ kN/cm}^2.$$

§ 27. VIGAS DE AÇO LAMINADAS

As vigas laminadas podem ter a seção em T duplo ou em U. O perfil em T duplo é mais racional por ser simétrico, enquanto o perfil em U trabalha melhor à flexão oblíqua. O cálculo das vigas

laminadas reduz-se à determinação do número necessário do perfil laminado, depois disso deve-se verificar a resistência, a rigidez e a estabilidade da viga.

1. Cálculo e escolha da seção

Depois de escolher o tipo da viga e o respectivo vão e a carga nominal com que está solicitada a viga, deve-se calcular o momento nominal de flexão máximo M. Na base deste momento nominal determina-se o momento de resistência mínimo necessário

$$W_{nec} \geqslant M/R, \qquad \text{(VI.11)}$$

e se se pode levar em consideração o desenvolvimento das deformações plásticas (ver o § 11)

$$W_{nec} \geqslant M/(1{,}12R). \qquad \text{(VI.11')}$$

Depois de determinar o momento de resistência necessário W_{nec} escolhe-se de acordo com o sortimento o número de perfil mais próximo, cujo momento real de resistência W é maior ou igual a W_{nec}.

Cálculo de verificação da resistência. Depois de escolher a seção determina-se a tensão real na viga; o seu valor deve satisfazer a desigualdade:

$$\sigma = M/W \leqslant R \text{ ou } \sigma = M/(1{,}12\,W) \leqslant R. \qquad \text{(VI.12)}$$

No caso de aplicação de uma carga concentrada através do banzo da viga no local não reforçado por uma nervura (fig. VI.6), deve-se calcular a resistência da alma da viga à pressão local pela fórmula

$$\sigma_1 = P/(\delta z) \leqslant R, \qquad \text{(VI.13)}$$

onde δ_1 é a tensão na alma sob a carga; esta tensão é perpendicular ao eixo da viga; P, carga concentrada nominal; δ, espessura da alma; $z = b + 2h_1$, sendo b, o comprimento da parte carregada da viga, h_1, distância desde a face externa do banzo da viga até o ponto em que começa o arredondamento da alma nas vigas laminadas (fig. VI.6, ver também o apêndice 15).

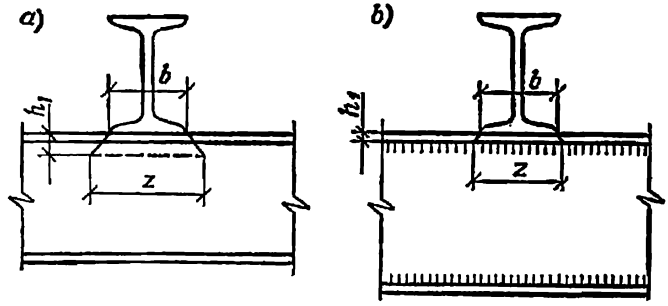


Fig. VI.6. Extensão da pressão local sobre a viga

O cálculo de verificação da rigidez da viga reduz-se à determinação da flecha relativa, que não deve ultrapassar o valor normativo.

Cálculo de verificação da estabilidade geral. Se o banzo superior da viga não está fixado de forma a resistir ao abaulamento lateral, a viga, quando a carga atinge o seu valor crítico, pode perder a estabilidade geral.

A verificação da estabilidade geral da viga realiza-se pela fórmula

$$\sigma = \frac{M}{\varphi_v W_{tot}} \leqslant R. \qquad \text{(VI.14)}$$

Os valores do coeficiente φ_v para as vigas laminadas em T duplo determinam-se na parte 1 do § 29.

Quando os valores de φ_v são pequenos, é preciso colocar junturas horizontais que reforcem a parte comprimida. Se se trata da transmissão de uma carga estática através de um revestimento contínuo rígido que se apoia em toda a sua extensão num banzo comprimido da viga (chapas de concreto armado, chapas de aço, etc.) não é preciso verificar a estabilidade geral da estrutura.

Exemplo VI.3. Projetar e calcular a estrutura de um vigamento (exceto as vigas-mestras) coberto com um revestimento metálico, sendo a dimensão de uma célula do vigamento 12 × 6 m. De acordo com as normas, a carga distribuída uniformemente por toda a área é $q = 20$ kN/m² = 2 tf/m², o coeficiente de sobrecarga é $n = 1{,}2$. A espessura do revestimento não pode ser inferior a $\delta = 8$ mm; o material é o aço do tipo BCт3. Flechas relativas admissíveis: para o revestimento $f/l = 1/n_0 = 1/150$, para as vigas do revestimento e vigas auxiliares $1/n_0 = 1/250$.

Solução. Traçamos duas variantes do vigamento: primeira é do tipo mais complexo (fig. VI.7, *a*), a segunda é do tipo normal com a disposição de vigas auxiliares em andares (fig. VI.7, *b*).

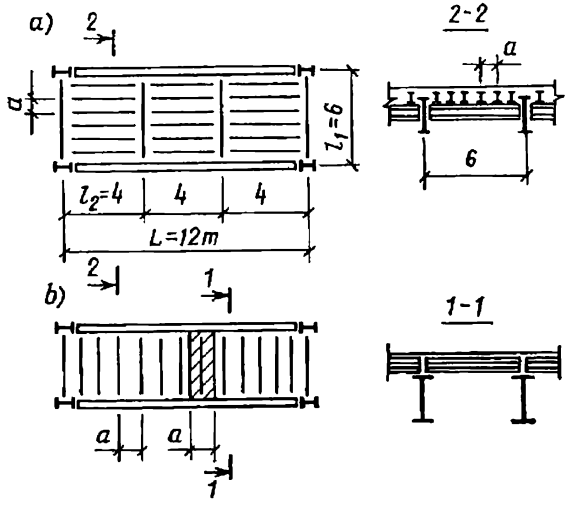


Fig. VI.7. Exemplo VI.3

Primetra variante. 1. Cálculo do revestimento e das vigas do revestimento. Uma vez que a espessura mínima do revestimento está dada ($\delta = 8$ mm), na base das condições do trabalho à flexão podemos determinar o vão máximo a. Pela fórmula (VI.5) determinamos

$$a = \frac{\delta 53}{\sqrt[3]{qn_0}} = \frac{0{,}8 \cdot 53}{\sqrt[3]{0{,}002 \cdot 150}} = 63{,}5 \text{ cm}.$$

Aí q é a carga em kN/cm correspondente a uma faixa com 1 cm de largura:

$$q = \frac{q_0}{10000} = \frac{20}{10000} \text{ kN/cm} = 0{,}002 \text{ kN/cm}.$$

Adotamos $a = 60$ cm.

O vão da viga do revestimento é $l_2 = 4$ m. A carga nominal correspondente a uma viga é

$$q_1 = q_0 n_q a = 20 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}6 \text{ kN/m} = 14{,}4 \text{ kN/m}.$$

O momento de flexão máximo é

$$M = \frac{q_1 l_2^2}{8} = \frac{14{,}4 \cdot 4^2}{8} \text{ kN} \cdot \text{m} = 28{,}8 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

O momento de resistência necessário

$$W_{\text{nec}} = \frac{M}{1{,}12R} = \frac{2880}{1{,}12 \cdot 21} \text{ cm}^3 = 123 \text{ cm}^3.$$

Adotamos o ferro em T duplo N° 18 que tem $W = 143$ cm³ e a massa $g = 18{,}4$ kg/m.

A tensão nominal na viga é

$$\sigma = \frac{M}{1{,}12W} = \frac{2880}{1{,}12 \cdot 143} \text{ kN/cm}^2 = 18 \text{ kN/cm}^2 < 21 \text{ kN/cm}^2.$$

A seguir verificamos a rigidez da viga que é garantida pela altura mínima, determinada pela fórmula (VI.4):

$$h_{\min} = \frac{l_2 n_0}{4800} \cdot \frac{1}{n_q} = \frac{400 \cdot 250}{4800 \cdot 1{,}2} \text{ cm} = 17{,}4 \text{ cm} < 18 \text{ cm}.$$

Portanto, a seção que tinha sido adotada corresponde às condições de resistência e de rigidez.

2. Cálculo de vigas auxiliares. A distância entre as vigas do revestimento é pequena, portanto a carga que cabe a uma viga auxiliar pode ser considerada distribuída uniformemente. O vão de uma viga auxiliar $l_1 = 6$ m. A carga nominal correspondente ao comprimento de uma viga é

$$q = q_0 n_q l_2 = 20 \cdot 1{,}2 \cdot 4 \text{ kN/m} = 96 \text{ kN/m}.$$

O momento de flexão máximo

$$M = \frac{96 \cdot 6^2}{8} \text{ kN} \cdot \text{m} = 432 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

O momento de resistência necessário é

$$W_{\text{nec}} = \frac{M}{1{,}12R} = \frac{43200}{1{,}12 \cdot 21} \text{ cm}^3 = 1835 \text{ cm}^3.$$

Adotamos o ferro em T duplo N° 55 que tem $W = 2000$ cm³ e a massa $g_2 = 89{,}8$ kg/m. De acordo com a condição da rigidez a altura mínima da viga é

$$h_{\min} = \frac{l_1 n_0}{4800} \cdot \frac{1}{n_q} = \frac{600 \cdot 250}{4800 \cdot 1{,}2} = 26 \text{ cm} < 55 \text{ cm}.$$

A tensão nominal será

$$\sigma = \frac{M}{1{,}12 \cdot W} = \frac{43\,200}{1{,}12 \cdot 2000}\ \text{kN/cm}^2 = 19{,}3\ \text{kN/cm}^2 < 21\ \text{kN/cm}^2.$$

Não é preciso verificar a estabilidade geral das vigas, pois a sua fixação no plano horizontal é suficiente.

3. Determinação das despesas do metal. Na qualidade de critério da despesa do metal determinamos a massa das estruturas correspondente a 1 m²: do revestimento 78,5·0,8 kg/m² = 62,8 kg/m²; das vigas do revestimento g_1/a = = 18,4/0,6 kg/m² = 30,7 kg/m², das vigas auxiliares g_2/l_2 = 89,8/4 kg/m² = = 22,5 kg/m².

A despesa geral do metal de acordo com a primeira variante

$$g = 62{,}8 + 30{,}7 + 22{,}5 = 116\ \text{kg/m}^2.$$

Segunda variante. Para satisfazer a condição da rigidez ($1/n_0 = 1/250$), sem alterar a distância entre as vigas ($a = 60$ cm), podemos adotar o ferro em T duplo N° 27, cuja massa é 13,5 kg/m.

A despesa geral do aço de acordo com a segunda variante

$$g = 62{,}8 + 31{,}5/0{,}6 = 115{,}3\ \text{kg/m}^2.$$

Adotamos a estrutura do vigamento de acordo com a segunda variante que é mais simples e requer menos trabalho, enquanto a despesa do metal em ambos os casos é aproximadamente igual.

2. Juntas das vigas laminadas

As vigas laminadas podem ser juntadas por meio da soldagem e da rebitagem. O tipo mais simples da junta soldada é a junta a tope (fig. VI.8, *a*). No entanto, uma junta deste tipo pode ser situada ao longo do comprimento da viga somente no local em que a tensão na viga não ultrapassa os valores admissíveis para uma junta soldada, isto é, nos locais em que o momento não supera o valor

$$M = M_{\max} \frac{R_t^{sol}}{R} = 0{,}85 M_{\max}.$$

Se é preciso colocar uma junta soldada a tope no meio da viga, isto é, no local em que se verifica o momento máximo $M_{\max}$, ela deve ser reforçada com placas (ou chapas) de ligação horizontais (fig. VI.8, *b*). As dimensões das placas de ligação são determinadas de forma que a tensão nas juntas soldadas a tope não ultrapasse a resistência R_t^{sol} nominal.

Tendo em conta que uma parte do momento é agüentada pela junta soldada a tope e uma outra, por placas de ligação, obtemos

$$WR_t^{sol} + N_{p.l} h = M_{\max}.$$

Daí determinemos o esforço na placa de ligação

$$N^{p.l} = M_{\max}/h - (WR_t^{sol})/h$$

e a área mínima necessária da seção das cobrejuntas

$$F_{p.l} \geqslant N^{p.l}/R_t^{sol} = M_{\max}/(hR_t^{sol}) - W/h, \qquad \text{(VI.15)}$$

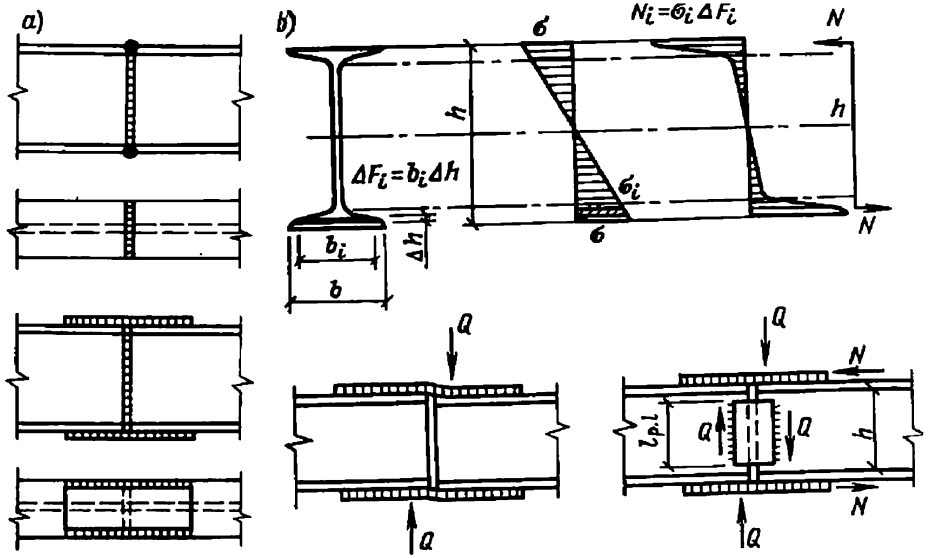


Fig. VI.8. Juntas das vigas rebitadas
a—juntas soldadas a tope; *b*—juntas soldadas com talas

onde h é a altura da viga; W, o momento de resistência da seção inteira da viga laminada em T duplo.

O esforço nominal nas juntas com as cobrejuntas soldadas é

$$N = F_{p.l} R_t^{sol}. \qquad (VI.16)$$

Para a resistência da junta tem uma grande importância a seqüência em que se realiza a soldagem. Por exemplo, no processo de soldagem de uma viga em T duplo deve ser soldada inicialmente a sua alma e depois os banzos, pois em caso contrário na alma aparecem grandes tensões internas de tração, que resultam freqüentemente no surgimento de fraturas. É mais simples a junta executada com as cobrejuntas, mas sem a soldagem das vigas em T duplo a tope. Neste caso são as cobrejuntas que transmitem o momento M e a força transversal Q que atuam na junta.

Quase todo o momento de flexão é agüentado pelos banzos da viga em T duplo (ver o diagrama das forças internas resultantes N_i na fig. VI.8, *b*). O esforço nos banzos (com uma margem de segurança)é:

$$N = M/h,$$

onde h é a altura da viga em T duplo.

A área da cobrejunta horizontal determina-se da equação

$$F_{p.l} \geqslant N/R = M/(hR).$$

Além do momento a junta deve transmitir a força transversal Q, pois em caso contrário surge a deformação de cisalhamento. Para agüentar a força transversal de ambos os lados da alma são soldadas as cobrejuntas verticais (ver a fig. VI.8, *b*). Neste caso as costuras soldadas devem ser calculadas ao cisalhamento causado pela força transversal. A junta deste tipo pode ser utilizada somente quando a viga está submetida a uma carga estática.

3. Nós de apoio e conjugações das vigas

Quando as vigas se apoiam diretamente nos muros de pedra ou estruturas de concreto armado é preciso fazer com que a superfície de apoio seja suficiente para transmitir a pressão de apoio com que está solicitada a viga. Normalmente, na viga fixa-se por meio da soldagem uma placa de apoio (fig. VI.9, *a*). As dimensões da placa são adotadas de forma que a pressão debaixo dela não supere a resistência nominal do material do muro à compressão.

A espessura da placa de apoio determina-se de forma a resistir à flexão por forças de reação que atuam sobre a placa de baixo para cima (fig. VI.9, *b*). A fim de evitar grandes deformações uma placa comprida pode ser reforçada com nervuras de reforço (fig. VI.9, *c*).

Quando vigas divididas apoiam-se nas estruturas de aço podem ter lugar as conjugações de seguintes tipos: conjugação em níveis diferentes (fig. VI.10, *a*); conjugação por meio de parafusos ou rebites (fig. VI.10, *c* e *e*); fixação por meio de apoio das cantoneiras especiais (fig. VI.10, *f* e *g*).

A conjugação em níveis diferentes é a mais simples e pode ser executada por meio de parafusos (fig. VI.10, *b*) ou com a ajuda da soldagem executada no processo de montagem.

A conjugação com a ajuda de cantoneiras fixadas nas extremidades e parafusos brutos ou rebites (fig. VI.10, *c*) é muito usada. Nesta conjugação a pressão de apoio transmite-se através de cantoneiras fixadas à alma da viga em T duplo com a ajuda de condutores, pois o desvio das cantoneiras da vertical acarreta refazimentos no processo de montagem.

Na conjugação mostrada na fig. VI.10, *c* as cantoneiras situadas nas extremidades sofrem não somente o cisalhamento causado pela reação de

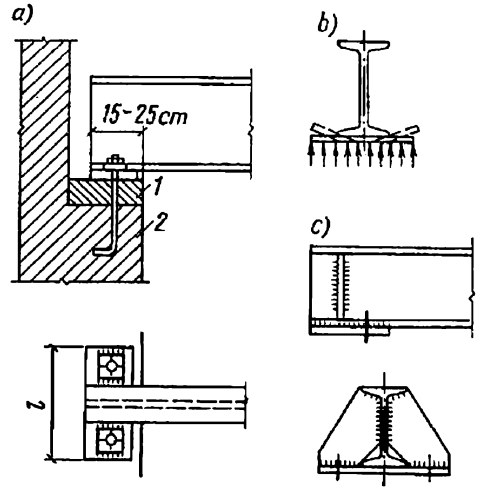


Fig. VI.9. Nós de apoio das vigas
1—almofada de concreto; *2*—alvenaria do muro

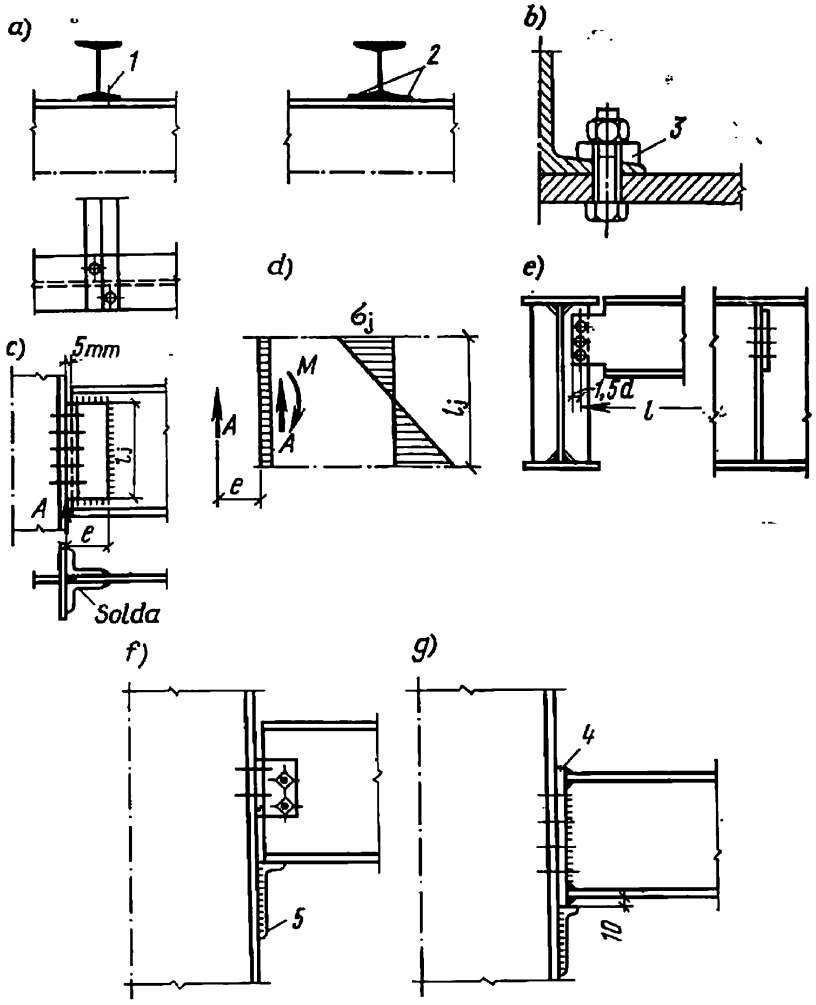


Fig. VI.10. Fixação de vigas laminadas por meio de articulações
1—parafuso; *2*—juntas soldadas; *3*—arruela torta (feita da aba do ferro em T duplo); *4*—nervura; *5*—apoio feito de uma cantoneira grossa com aba cortada

apoio A, mas também a flexão causada pelo momento Ae. A junta junto da extremidade da alma da viga não se considera. Deve-se verificar a capacidade de costura (junta) soldada de resistir à resultante das tensões, causadas pela ação conjunta dos esforços pela fórmula convencional (fig. VI.10, *d*)

$$\sigma_{res} = \sqrt{\sigma_j^2 + \tau_j^2} \leqslant R_{ang}^{sol}, \qquad \text{(VI.17)}$$

onde

$$\sigma_j = \frac{M}{W_j} = \frac{Ae}{2\dfrac{0{,}7h_j l_j^2}{6}} = \frac{3Ae}{0{,}7h_j l_j^2}; \qquad \tau_j = \frac{A}{2 \cdot 0{,}7h_j l_j}.$$

É possível também a conjugação direta da alma da viga com as nervuras ou otras partes salientes da estrutura (fig. VI.10, *e*). É preciso recortar os banzos da viga (pois é preferível não fazer cortes na alma).

Nas conjugações mostradas na fig. VI.10, *c* e *e* os parafusos de fixação são calculados habitualmente de forma a resistir ao cisalhamento pela reação de apoio da viga, aumentado em 20% (pois se leva em consideração um pequeno encastramento).

Nas figuras VI.10, *f* e *g* está mostrado um método de fixação bastante cômodo para a montagem; aí toda a pressão de apoio transmite-se para uma cantoneira de apoio fixada de antemão por meio da solda.

Para transmitir melhor a pressão de apoio para a cantoneira de apoio, utiliza-se normalmente a estrutura mostrada na fig. VI.10, *g*. A extremidade inferior da nervura de apoio deve ser aplainada para assegurar a aderência melhor. A fixação direta da viga à estrutura por meio da soldagem ao longo do seu perfil é impossível, pois neste caso no processo de montagem deveriam ser executadas simultaneamente três operações: levantamento, ajustagem e soldagem. A sua execução simultânea é praticamente impossível; além disso a execução de vigas deste tipo requer operações de corte de alta precisão.

4. Vigas laminadas desenvolvidas

Ultimamente têm sido utilizadas as vigas laminadas com a seção desenvolvida. As vigas deste tipo são formadas em conseqüência do corte da alma pela linha *a—b* (fig. VI.11, *a*); depois as almas de duas vigas novas são deslocadas uma em relação à outra e soldadas (fig. VI.11, *b*). Uma viga desenvolvida cuja área da seção é a mesma que de uma viga comum, tem o momento de inércia e o momento de resistência muito maiores do que uma viga laminada comum. Até há pouco o emprego das vigas com a seção desenvolvida era relativamente pequeno devido às dificuldades da sua fabricação e alto custo. A principal dificuldade consistia em que depois do corte a viga encurvava-se devido à existência de grandes tensões internas. O desempenamento da viga em direção da sua alma é muito difícil.

Agora o instituto de projeção VNIKTIS elaborou um condutor (fig. VI.11, *c*) com que se pode fabricar duas vigas de uma vez. A fim de evitar o empenamento das vigas no processo do corte, os seus banzos estão fixadas num condutor. Depois do corte o condutor é virado e as partes das vigas cujas almas coincidem são ligadas por meio da soldagem. Esta técnica de produção resultou bastante satisfatória.

O cálculo e a escolha da seção das vigas desenvolvidas podem ser realizados da mesma forma que o cálculo e a escolha da seção das armações sem os estais, considerando as juntas nos cantos dos estais rígidas e os valores dos momentos no centro do painel dos estais dos banzos iguais a zero.

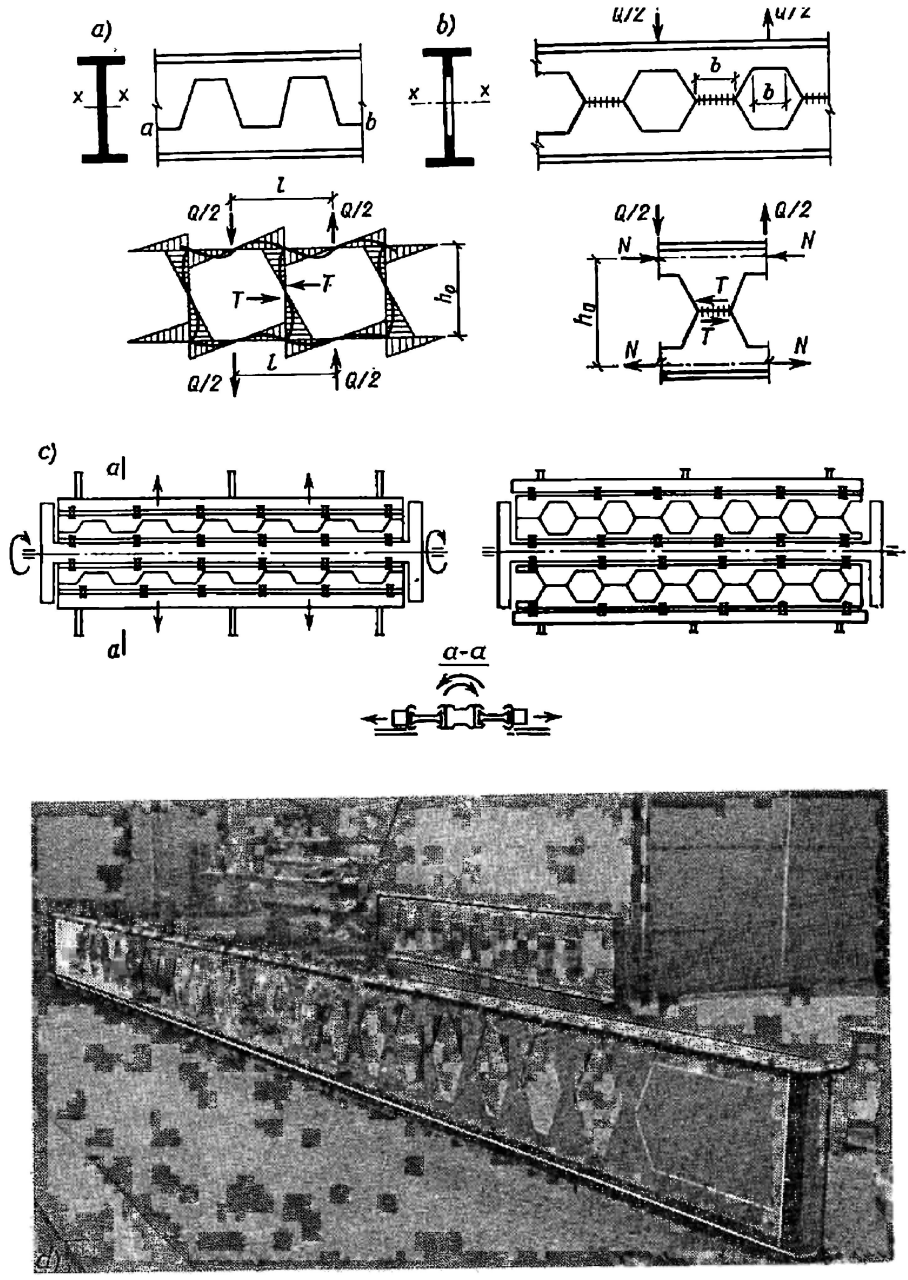


Fig. VI.11. Vigas laminadas desenvolvidas

a—corte da alma pela linha *a*—*b*; *b*—desenvolvimento da viga laminada; *c*—esquema do dispositivo para a fabricação de perfis desenvolvidos; *d*—vista geral

Então a tensão na seção enfraquecida vem a ser (ver a fig. VI.11, *b*)

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = \frac{N}{F_T} + \frac{Q}{2}\frac{b}{2}\frac{1}{W_T} = \frac{M}{h_0 F_T} + \frac{Qb}{4W_T} \leqslant mR,$$

onde F_T e W_T são a área da seção e o movimento de resistência do ferro em T.

O cálculo das costuras soldadas realiza-se pela fórmula

$$\tau = \frac{T}{b\delta_{al}} = \frac{Ql}{h_0 b \delta_{al}} \leqslant R_{cis}^{sol},$$

onde δ_{al} é a espessura da alma da viga.

As vigas deste tipo são recomendáveis quando é preciso resistir às cargas estáticas.

§ 28. VIGAS DE AÇO COMPOSTAS

1. Dimensões gerais

As vigas compostas podem ser fabricadas por meio da soldagem (este método é o preferível) e rebitagem. As dimensões gerais das vigas são escolhidas na base da relação mais vantajosa (ótima) das dimensões da estrutura.

Nas obras industriais a escolha do vão depende da técnica de produção na respectiva oficina (ou empresa). A altura mínima da viga determinada de acordo com a condição de rigidez pela tabela VI.1 ou pela fórmula (VI.4) normalmente não é a melhor sob o ponto de vista de despesa do material. A seção mais vantajosa da viga determina-se na base da área mínima da seção, sendo dado o momento de resistência $W_{nec} = M/R$ e de acordo com a distribuição mais vantajosa da área desta seção entre a alma e os banzos, o que depende da altura h e da espessura da alma.

Convém introduzir as seguintes noções: flexibilidade da alma (ou seja, a relação entre a altura da alma e a sua espessura)

$$k_{al} = h/\delta \qquad \text{(VI.18)}$$

e o coeficiente de distribuição do material pela seção da viga

$$\alpha = F_{al}/F = h\delta/F. \qquad \text{(VI.19)}$$

Designemos por F a área da seção de uma viga soldada em T duplo (fig. VI.12); então a área da seção de um banzo vem a ser

$$F_b = 0{,}5\ (F - h\delta).$$

Os momentos de inércia dos banzos relativamente aos seus próprios eixos podem ser menosprezados devido ao seu valor insignificante. Identificando a altura da alma com a altura da viga podemos expressar o momento de resistência da viga com um grau suficiente

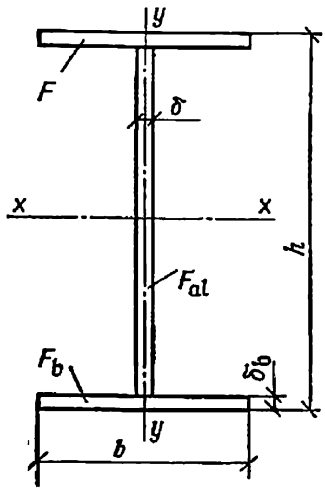


Fig. VI.12. Seção de uma viga soldada composta, em T duplo

de precisão da seguinte forma:

$$W = 2\left[F_b\left(\frac{h}{2}\right)^2\right]\frac{2}{h} + \frac{\delta h^3}{12}\frac{2}{h} =$$

$$= F_b h + \frac{\delta h^2}{6} = \frac{Fh}{2} - \frac{\delta h^2}{3}. \quad \text{(VI.20)}$$

Introduzindo na fórmula (VI.20) o valor $\delta = h/k_{al}$ obtemos

$$F = \frac{2W}{h} + \frac{2h^2}{3k_{al}}. \quad \text{(VI.21)}$$

Achando a primeira derivada pela altura e igualando-a a zero (sendo a flexibilidade permanente escolhida da alma k_{al})

$$\frac{dF}{dh} = -\frac{2W}{h^2} + \frac{4}{3}\frac{h}{k_{al}} = 0,$$

calculamos a altura ótima da seção simétrica da viga[1]

$$h_{ot} = \sqrt{\frac{3}{2}k_{al}W_{nec}}. \quad \text{(VI.22)}$$

Adotando um determinado valor da flexibilidade da alma k_{al} e calculando em função dela a altura ótima da viga, estabelecemos a melhor distribuição do material pela seção. Numa viga simétrica em T duplo, quando a sua altura é ótima, o material distribui-se igualmente entre a alma e os banzos ($\alpha = 0{,}5$). Com efeito, partindo da fórmula (VI.20) e adotando $F_{al} = \alpha F$, determinamos

$$W = \frac{Fh}{2} - \frac{\delta h^2}{3} = Fh\left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{3}\right)$$

ou, uma vez que

$$h = k_{al}\delta \quad \text{ou} \quad h^2 = k_{al}\delta h = k_{al}\alpha F,$$

obtemos

$$W = F\sqrt{k_{al}\alpha F}\left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{3}\right) = \sqrt{F^3}\sqrt{k_{al}\alpha}\left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{3}\right) = W_0\sqrt{F^3}, \quad \text{(VI.23)}$$

onde

$$W_0 = W/\sqrt{F^3} = \sqrt{k_{al}\alpha}\left(\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{3}\right). \quad \text{(VI.24)}$$

O momento de resistência específico W_0 depende de k_{al} e de α, e sendo uma magnitude adimensional, serve como característica da conveniência da seção flexionada. A fig. VI.13 mostra as curvas do momento de resistência específico em função da flexibilidade da alma k_{al} e do coeficiente α; a cada valor de k_{al} corresponde um máximo relativo do valor de W_0. Depois de achar a primeira derivada pelo

[1] Vakhurkin V. M. A forma mais vantajosa das vigas em T duplo. «Boletim da técnica de construção civil», 1949, N° 21.

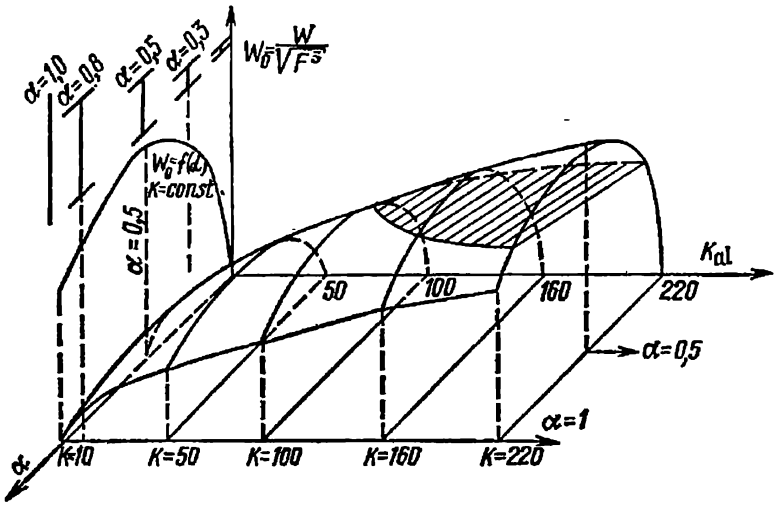


Fig. VI.13. Curvas do momento específico de resistência

coeficiente α e de igualá-la a zero (sendo k_{al} constante) obtemos o máximo relativo, isto é, a distribuição mais vantajosa do material pela seção da viga:

$$\frac{dW_0}{d\alpha} = V\overline{k_{al}}\left(\frac{1}{4\sqrt{\alpha}} - \frac{\sqrt{\alpha}}{2}\right) = 0,$$

daí $\alpha = 1/2$.

Qualquer digressão do valor $\alpha = 0{,}5$ (sendo k_{al} constante) aumenta a área da seção, enquanto o aumento de k_{al} (sendo constante o coeficiente $\alpha = 0{,}5$) resulta na diminuição da área da seção. Uma vez que uma função suave tem digressões pequenas perto do seu mínimo convém adotar a altura da viga um pouco inferior à altura ótima (desde que isso seja admissível de acordo com as condições de flexão). Se a digressão da altura ótima é inferior a 10 %, mas $k_{al} = h/\delta$, então a área da seção aumenta em cerca de 1,5 %; quando a digressão da altura ótima é de 20%, a área da seção aumenta em 5—6%.

A fim de padronizar as estruturas, convém fazer com que as alturas das vigas compostas sejam expressas em números redondos, múltiplos de 100 mm. Nos projetos individuais em que a altura das vigas não está ligada diretamente a pequenos desvios em altura a partir da cota dada da cabeça do trilho, convém fazer com que a altura da alma da viga seja expressa em números redondos pois isso facilita a fabricação das estruturas.

Portanto, quanto maior é $k_{al} = h/\delta$, tanto mais vantajosa é a viga. Porém, o valor prático de k_{al} é limitado pela necessidade de garantir a estabilidade da viga e a sua resistência ao cisalhamento. A escolha de k_{al} é influenciada em grande parte pela espessura mínima

da chapa da alma, que se adota de forma a resistir à corrosão e aguentar a pressão local causada pela carga móvel (ver o § 31, item 2). Normalmente a espessura mínima da alma adota-se igual a $\delta = 8$ mm, às vezes $\delta = 6$ mm. A diferença entre as dimensões das espessuras das almas é de 2 mm. No entanto, quando se encomenda uma grande quantidade do aço, a espessura da alma pode ser adotada impar (mas não superior a 15 mm). Na prática de projeção foram estabelecidas as relações $k_{al} = h/\delta$, indicadas na tabela VI.2.

Tabela VI.2

Tabela dos valores práticos de k_{al}

h, m	0,8	1	1,25	1,5	1,75
δ, mm	8—6	10—8	10—9	12—10	14—12
k_{al}	100—133	100—125	125—140	125—150	125—146

Continuação da tabela VI.2

h, m	2	2,5	3	4	5
δ, mm	14	16—14	18—16	20	24—22
k_{al}	143	156—178	166—187	200	208—227

A espessura da alma pode ser determinada também por uma fórmula empírica que reflete bem o aumento de k_{al} com o aumento da altura da viga:

$$\delta = 7 + 3h, \qquad \text{(VI.25)}$$

sendo os valores de δ expressos em mm e de h, em m.

Quando existem grandes cargas concentradas a espessura mínima da alma deve ser verificada pelas condições de resistência partindo da força transversal máxima Q (reação de apoio):

$$\delta_{min} \geqslant \frac{3}{2} \frac{Q}{hR_{cis}}, \qquad \text{(VI.26)}$$

onde R_{cis} é a resistência nominal do aço ao cisalhamento

Esta fórmula corresponde ao caso quando a resistência às tensões tangenciais é oferecida somente pela alma da viga.

Sob o ponto de vista econômico, a escolha da espessura da alma da viga requer uma grande atenção, uma vez que depois da escolha

da espessura δ o problema de estabelecimento da altura mínima, e por conseguinte da área mínima da seção da viga (quando $\alpha = 0{,}5$) tem uma só solução.

Com efeito, depois de introduzir na fórmula (VI.22) $k_{al} = h/\delta$, obtemos a expressão da altura ótima em função da espessura da alma que é

$$h_{ot} = 1{,}23 \sqrt{W_{nec}/\delta}, \qquad \text{(VI.27)}$$

ou, adotando a altura das vigas um pouco inferior à ótima, obtemos

$$h_{ot} = 1{,}15 \sqrt{W_{nec}/\delta}. \qquad \text{(VI.28)}$$

É evidente que a espessura da alma deve ser escolhida mínima possível, satisfazendo as condições de resistência e de estabilidade (§ 29).

Para as vigas, cuja altura mínima resulta inferior a que se exige pela condição de flecha admissível (rigidez), a distribuição racional do material será diferente da que corresponde a $\alpha = 0{,}5$. Neste caso a seção mais vantajosa determina-se pela área mínima da seção, sendo dado o momento de inércia J, que determina a seção necessária para satisfazer a flecha relativa dada $1/n_0 = f/l$. Partindo da fórmula (VI.2) podemos determinar aproximadamente

$$J_{nec} = \frac{Mln_0}{10E}. \qquad \text{(VI.29)}$$

Expressamos o momento de inércia da mesma forma que na equação (VI.20) e a área da seção F através de J, tomamos a primeira derivada e igualamo-la a zero

$$\frac{dF}{dh} = -\frac{8J}{h^3} + \frac{4}{3}\frac{h}{k_{al}} = 0, \qquad \text{(VI.30)}$$

obtemos

$$h_{ot} = \sqrt[4]{6Jk_{al}} = \sqrt[3]{3Wk_{al}} = 1{,}73\sqrt{W/\delta}. \qquad \text{(VI.31)}$$

Por analogia com o que acabamos de expor o momento de inércia pode ser expresso através do momento de inércia específico (um valor adimensional):

$$J = J_0 F^2,$$

onde

$$J_0 = k_{al}\alpha\,(1/4 - \alpha/6).$$

Quando $dJ/d\alpha = 0$, obtemos $\alpha = 3/4$ e $F_{al} = 3/4\ F$[1].

Para as vigas com a altura dada (não ótima) o coeficiente de distribuição do material pela seção α pode ser determinado pela fórmula

$$\alpha = \frac{h^2}{k_{al}F} = \frac{3}{2\left(1 + \frac{3W_{nec}k_{al}}{h^3}\right)}. \qquad \text{(VI.32)}$$

[1] **Okrainets G. A.** Metódica generalizada de escolha da altura ótima dos elementos metálicos nas vigas. «Obras de ХИСИ (HICI)», 1962, ed. 19.

Exemplo VI.4. Determinar a altura ótima da viga [illegible], a viga está solicitada por uma carga útil distribuída uniformemente $q_0 = 160$ kN/m; o coeficiente de sobrecarga da carga útil é $n = 1{,}3$. O material é o aço BCT3. A flecha relativa dada é $1/n_0 = 1/600$.

Solução. Determinamos pela tabela VI.1 a altura mínima da seção necessária para garantir a sua rigidez

$$h_{\min} \geqslant \frac{1}{10} l = \frac{1}{10} 12 = 1{,}2 \text{ m}.$$

O peso próprio da viga adotamos igual a 3 kN/m (na base de projetos análogos). A carga nominal total sobre a viga vem a ser

$$q = 160 \cdot 1{,}3 + 3 \cdot 1{,}1 = 211{,}3 \text{ kN/m}.$$

Onde 1,1 é o coeficiente de sobrecarga da carga constante.

O momento de flexão máximo nominal no meio do vão é

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{211{,}3 \cdot 12^2}{8} = 3800 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

O momento de resistência necessário

$$W = \frac{380\,000}{21} = 18\,100 \text{ cm}^3.$$

Pela tabela VI.2 escolhemos $k_{al} = 125$ ou 150. Quando $k_{al} = 150$, $h_{ot} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 150 \cdot 18\,100}{2}} = 160$ cm e a espessura da alma

$$\delta = h_{ot}/k_{al} = 160/150 = 1{,}065 \text{ cm}.$$

Quando $k_{al} = 125$,

$$h_{ot} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} k_{al} W_{nec}} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot 125 \cdot 18\,100}{2}} \text{ cm} = 151 \text{ cm}$$

e a espessura da alma

$$\delta = h_{ot}/k_{al} = 151/125 \text{ cm} \approx 1{,}2 \text{ cm}.$$

Se se adota uma determinada espessura da alma, por exemplo, $\delta = 10$ mm, então, de acordo com a fórmula (VI.28),

$$h_{ot} = 1{,}15 \sqrt{W_{nec}/\delta} = 1{,}15 \sqrt{\frac{18\,100}{1}} \text{ cm} = 155 \text{ cm};$$

quando $\delta = 12$ mm,

$$h_{ot} = 1{,}15 \sqrt{\frac{18\,100}{1{,}2}} \text{ cm} = 142 \text{ cm}.$$

Pela fórmula (VI.26) determinamos a espessura mínima necessária da alma para resistir às tensões tangenciais máximas que podem surgir no local de apoio da viga, quando $h = 150$ cm ($Q = 1270$ kN, ver o exemplo VI.5):

$$\delta_{\min} = \frac{3}{2} \frac{Q}{hR_{cis}} = \frac{3 \cdot 1270}{2 \cdot 150 \cdot 13} \text{ cm} = 0{,}975 \text{ cm}.$$

Adotamos a altura da viga $h = 1500$ mm e a espessura da alma $\delta_{al} = 10$ mm.

2. Escolha da seção

Vigas soldadas. Dado o momento de resistência necessário W_{nec} e determinada a altura ótima da seção e a espessura da alma, escolhemos a seção racional de uma viga soldada em T duplo. Quando se trata de uma viga simétrica em relação ao eixo neutro (isto é, uma viga com os banzos superior e inferior iguais), escolher a seção quer dizer determinar as dimensões dos banzos de forma que o momento total de resistência da viga seja igual ao momento necessário W_{nec}. O momento total de resistência da viga traduz-se aproximadamente através dos momentos de resistência da alma e dos banzos [ver a fórmula (VI.20)].

Daí a área mínima necessária da seção de um banzo pode ser determinada aproximadamente (quando $\alpha = 0{,}5$) da seguinte forma

$$F_b = \frac{W_{nec}}{h} - \frac{\delta_a h}{6} = \frac{3}{4}\frac{W_{nec}}{h}; \qquad \text{(VI.33)}$$

para as vigas com uma assimetria insignificante a área das seções dos dois banzos vem a ser

$$2F_b = \frac{3}{2}\frac{W_{nec}}{h}. \qquad \text{(VI.34)}$$

Designemos a largura do banzo com b e a sua espessura com δ_b; daí $F_b = b\delta_b$.

A relação entre a largura e a espessura dos banzos que garante a área necessária, deve satisfazer determinadas exigências referentes à projeção e à produção. Quanto mais largo é o banzo correspondente à área dada, tanto mais estável é a viga, tanto mais cômodo o seu transporte e a montagem. No entanto, quando a largura é demasiadamente grande e a espessura é, portanto, pequena, o banzo comprimido da viga pode perder a estabilidade por causa da ação das tensões normais (fig. VI.14, *a*). A estabilidade local da parte saliente

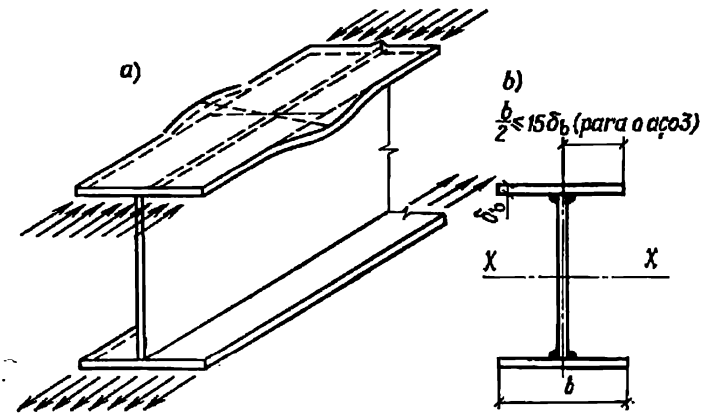


Fig. VI.14. Dependência da largura do banzo superior da viga em relação à espessura da alma

do banzo será garantida se esta última não ultrapassa $15\delta_b$, para o aço do tipo Ст 3 (fig. VI.14, *b*) e $15\delta_b\sqrt{21/R}$ para o aço de liga pobre. Portanto, a largura total do banzo deve satisfazer a relação: para o aço 3, $b_b \leqslant 30\ \delta_b$; para a aço de liga pobre

$$b_b \leqslant 30\ \delta_b\sqrt{21/R}, \qquad \text{(VI.35)}$$

onde R é a resistência nominal do aço (kN/cm²).

A largura mínima do banzo deve ser suficiente para garantir a estabilidade geral da viga contra a flexão no plano horizontal, que não exige a introdução do coeficiente na fórmula de cálculo (ver o § 29, item 1). Esta largura mínima determina-se pela relação do comprimento nominal l da viga à largura do banzo b, que não deve ultrapassar os valores dados na tabela VI.3.

Tabela VI.3

Relações máximas l/b que não requerem a verificação da estabilidade das vigas de aço

Tipo da viga	h/b	$h/\delta_b = 100$			$h/\delta_b = 50$		
		quando a carga está aplicada ao banzo		quando existem fixações intermediárias do banzo superior, independentemente do local de aplicação da carga	quando a carga está aplicada ao banzo		quando existem fixações intermediárias do banzo superior, independentemente do local de aplicação da carga
		superior	inferior		superior	inferior	
Soldada	2	16	25	19	17	26	20
	4	15	23	17	16	24	18
	6	13	21	16	15	22	17
Rebitada	2	21	30	22	30	42	33
	4	18	28	19	25	35	27
	6	16	25	18	21	32	24

O comprimento nominal l da viga adota-se igual à distância entre os pontos em que se estabelecem as fixações do banzo comprimido a fim de impedir os seus deslocamentos transversais.

Os valores de l/b indicados na tabela são válidos para as vigas de aço dos tipos Ст3 e Ст4; para as vigas fabricadas de aços de outros tipos os valores de l/b são multiplicados por $\sqrt{21/R}$. Quando a relação l/b supera os valores indicados na tabela VI.3, é preciso verificar a estabilidade geral das vigas (§ 29, item 1).

Convém adotar a largura do banzo não inferior a 180 mm.

A espessura do banzo varia entre 8 e 40 mm, mas não pode ser inferior à espessura da alma ou superior à sua espessura tripla, pois no processo de soldagem de chapas grossas nas costuras dos banzos

desenvolvem-se importantes tensões de tração devidas à contração. Recomenda-se adotar a largura e a espessura do banzo de acordo com GOST para o aço universal. Convém adotar as seguintes dimensões: para a espessura até 22 mm as diferenças entre as duas dimensões seguintes devem ser de 2 mm e a seguir: 25, 28, 30, 32, 36 e 40 mm. Para a largura inferior a 420 mm as diferenças entre as duas dimensões seguintes devem ser de 20 mm e a seguir: 450, 480, 500, 530, 560 e 600, etc.

Depois da escolha da seção calcula-se o seu momento de resistência real e realiza-se a verificação da resistência da viga e da alma pelas fórmulas:

$$\sigma = M/W \leqslant R; \quad \tau = \frac{QS}{J_v \delta_{al}} \leqslant R_{cis}, \tag{VI.36}$$

sendo M e Q o momento e a força transversal máximos nominais;

$W = \frac{J_v}{h/2}$, momento de resistência da viga (fig. VI.15);

h, altura de toda a viga;

J_v, momento de inércia de toda a viga em relação ao eixo neutro x—x;

$$J_v = J_{al} + J_b = \frac{\delta_{al} h_{al}^3}{12} + 2(J_0 + a^2 F_b), \tag{VI.37}$$

donde J_{al}, momento de inércia da alma em relação ao eixo neutro;

J_b, momento de inércia dos banzos em relação ao eixo neutro;

J_0, momento de inércia de um só banzo em relação ao seu próprio eixo x—x (normalmente este valor é menosprezado);

h_{al}, altura da alma;

a, distância desde o centro de gravidade do banzo até o eixo neutro;

$S = F_b a + \frac{F_{al}}{2} \cdot \frac{h_{al}}{4}$ é o momento estático da metade da seção em relação ao eixo neutro.

Quando se trata de vigas divididas soldadas de seções constantes, fixadas de forma a resistir à perda da estabilidade geral e solicitadas por uma carga estática, deve ser levado em consideração nos cálculos o desenvolvimento nelas de deformações plásticas de acordo com as instruções mencionadas no § 11, item 1.

Exemplo VI.5. Escolher a seção de uma viga soldada de acordo com os dados do exemplo VI.4; o seu vão é $l = 12$ m e a carga $q = 211{,}3$ kN/m.

O momento nominal $M = 3800$ kN·m. A força transversal máxima nominal

$$Q = \frac{ql}{2} = \frac{211{,}3 \cdot 12}{2} \text{ kN} = 1270 \text{ kN}.$$

O momento de resistência necessário é $W_{nec} = 18\,100$ cm³.

No exemplo VI.4 foram adotadas as seguintes dimensões da viga: $h_v = 1500$ mm e $\delta_{al} = 10$ mm.

Solução. Determinamos a área necessária da seção do banzo pela fórmula (VI.33) adotando $h = h_{al} = 146$ cm e a espessura dos banzos, 2 cm:

$$F_b = \frac{3}{4} \frac{W_{nec}}{h_{al}} = \frac{3 \cdot 18\,100}{4 \cdot 146} \text{ cm}^2 \approx 93 \text{ cm}^2.$$

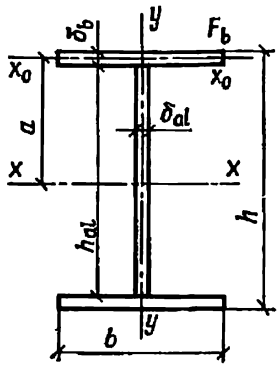


Fig. VI.15. Escolha da seção de uma viga soldada

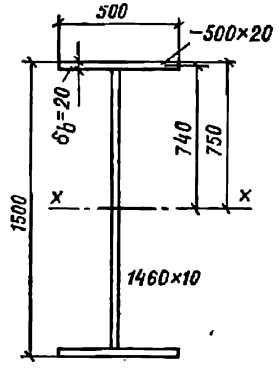


Fig. VI.16. Exemplo VI.5

Adotamos a seção do banzo 500 × 20 mm com $F_b = 100$ cm² (fig. VI.16) com uma certa margem de segurança por causa das simplificações feitas no processo de dedução da fórmula. Verificamos a resistência da seção. Para isso determinamos de antemão o momento de inércia da viga pela fórmula (VI.37)

$$J_v = \frac{\delta_{al} h_{al}^3}{12} + 2a^2 F_b = \frac{1 \cdot 146^3}{12} + 2 \cdot 74^2 \cdot 100 \text{ cm}^4 = 1\,355\,000 \text{ cm}^4.$$

O momento de resistência é

$$W = \frac{J_v}{h/2} = \frac{1\,355\,000}{75} \text{ cm}^3 = 18\,100 \text{ cm}^3.$$

A tensão

$$\sigma = M/W = 380\,000/18\,100 \text{ kN/cm}^2 = 21 \text{ kN/cm}^2.$$

Verificamos a resistência da alma ao cisalhamento junto do apoio; para isso deve-se determinar de antemão o momento estático da metade da seção

$$S = F_b a + \frac{F_{al}}{2} \cdot \frac{h_{al}}{4} = 100 \cdot 74 + \frac{146 \cdot 146}{2 \cdot 4} \text{ cm}^3 = 10\,060 \text{ cm}^3.$$

A tensão tangencial é

$$\tau = \frac{QS}{J_v \delta_{al}} = \frac{1270 \cdot 10\,060}{1\,355\,000 \cdot 1} \text{ kN/cm}^2 = 9{,}45 \text{ kN/cm}^2 < 13 \text{ kN/cm}^2.$$

A área total da seção da viga $F = 200 + 146 = 346$ cm². Se a espessura da chapa vertical foi adotada igual a 12 mm (ver o exemplo VI.4), a área da seção da viga seria: $F = 192 + 175 = 367$ cm², isto é, superior em 6%.

Quando se trata das vigas com a seção assimétrica, é preciso determinar de antemão o centro de gravidade da seção em questão, através da qual passa o eixo neutro. A coordenada do centro de gravidade que parte do centro da chapa do banzo inferior a_2 (fig. VI.17) determina-se pela fórmula

$$a_2 = \frac{\Sigma F y}{\Sigma F} = \frac{F_b^{sup} y_1 + F_{al} y_2}{F_b^{sup} + F_{al} + F_b^{inf}}. \qquad \text{(VI.38)}$$

Todas as designações estão mostradas na fig. VI.17.

O momento de inércia desta viga é:

$$J_v = J_{al} + J_b^{sup} + J_b^{inf} = \frac{\delta}{3} \times$$

$$\times (a_1^3 + a_2^3) + a_1^2 F_b^{sup} + a_2^2 F_b^{inf},$$

e os momentos de resistência para as fibras superior e inferior são:

$$W^{sup} = J_v/z_1; \quad W^{inf} = J_v/z_2.$$

A verificação das tensões nas fibras extremas da seção realiza-se pelas fórmulas:

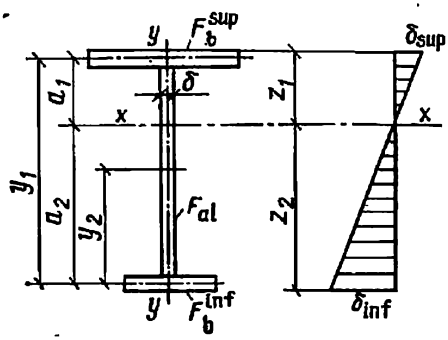


Fig. VI.17. Escolha da seção de uma viga assimétrica soldada

$$\sigma_{inf} = M/W^{inf} \leqslant R \quad \text{e} \quad \sigma_{sup} = M/W^{sup} \leqslant R.$$

Além da verificação da resistência realiza-se a verificação da estabilidade local da alma e da estabilidade geral da viga (ver o § 29).

No caso de aplicação de uma carga concentrada através do banzo de viga no local não reforçado por uma nervura de reforço, deve-se verificar a resistência da alma da viga à pressão local pela fórmula (VI.13), sendo que por h_1 designa-se a distância desde a faceta externa do banzo da viga até a aresta superior da alma (ver a fig. VI.6, *b*).

Vigas rebitadas. A seção mais simples de uma viga rebitada consiste na chapa vertical e quatro cantoneiras que desempenham a função de banzos (fig. VI.18, *a*). Nas vigas mais potentes a seção pode ser desenvolvida mediante a colocação de chapas horizontais (fig. VI.18, *b* e *c*).

As dimensões gerais das vigas rebitadas são adotadas da mesma forma que para as vigas soldadas. Uma particularidade do cálculo das vigas rebitadas consiste em que é preciso levar em consideração o enfraquecimento da seção com os orifícios para os rebites, o que pode ser considerado de antemão igual a 15%:

$$W_{liq} = 0{,}85 W_{tot}. \qquad \text{(VI.39)}$$

A escolha da seção de uma viga rebitada simétrica realiza-se na seguinte ordem:

1. Na base do momento de flexão dado são determinados os momentos de resistência necessários líquido e total:

$$W_{liq} = M/R \quad \text{e} \quad W_{tot} = W_{liq}/0{,}85. \qquad \text{(VI.40)}$$

Na base do valor W_{tot} e da flexibilidade da alma escolhida k_{al} são determinadas as dimensões gerais da seção: a altura e a espessura ótimas da alma. Depois de adotar definitivamente a altura da alma h (em números redondos)[1], calcula-se o momento de inércia

[1] Nas vigas rebitadas adotamos como a altura h a distância entre as dobraduras das cantoneiras utilizadas como banzos, isto é, $h = h_{al}$.

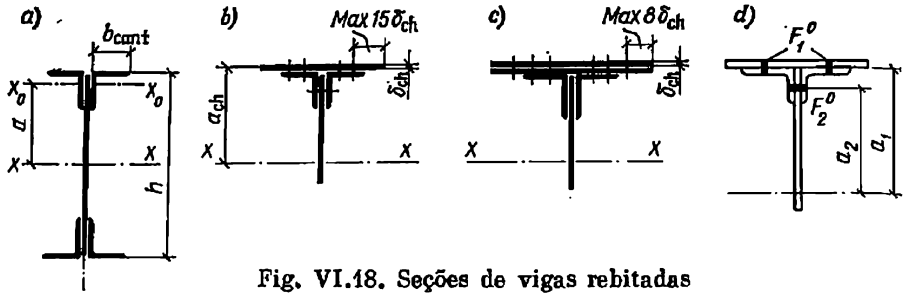


Fig. VI.18. Seções de vigas rebitadas

necessário da seção

$$J_{\text{tot}}^{\text{nec}} = W_{\text{tot}} \frac{h}{2}. \qquad \text{(VI.41)}$$

2. Escolhe-se a dimensão das cantoneiras adotadas na qualidade de banzos (normalmente são utilizadas cantoneiras de abas iguais). A largura das suas abas é

$$b_{\text{cant}} = (1/10 - 1/11)\, h$$

e a sua espessura

$$\delta_{\text{cant}} = (1/10 - 1/11)\, b_{\text{cant}}.$$

O momento de inércia de uma viga composta de uma chapa vertical e de quatro cantoneiras (fig. VI.18,*a*) é:

$$J_{\text{v}} = J_{\text{al}} + J_{\text{cant}} = \frac{\delta_{\text{al}} h^3}{12} + 4(J_0 + a^2 F_{\text{cant}}), \qquad \text{(VI.42)}$$

onde J_{cant} é o momento de inércia das quatro cantoneiras utilizadas como banzos, em relação ao eixo neutro x—x;

J_0, momento de inércia de uma só cantoneira em relação ao seu próprio eixo:

a, distância desde o centro de gravidade das cantoneiras de um banzo da viga até o eixo neutro;

F_{cant}, área da seção de uma cantoneira.

Se a diferença entre os valores calculados de J_{v} e $J_{\text{tot}}^{\text{nec}}$ é pequena pode-se satisfazer a relação necessária $J_{\text{v}} \geqslant J_{\text{tot}}^{\text{nec}}$ alterando as dimensões das cantoneiras.

3. Se a diferença entre J_{v} e $J_{\text{tot}}^{\text{nec}}$ é grande, é preciso desenvolver a seção dos banzos da viga, utilizando chapas horizontais, fixadas por rebitagem nas abas horizontais das cantoneiras.

O momento de inércia total de uma viga deste tipo

$$J_{\text{v}} = J_{\text{al}} + J_{\text{cant}} + J_{\text{ch}} \qquad \text{(VI.43)}$$

não deve ser inferior ao momento da inércia necessário da viga $J_{\text{tot}}^{\text{nec}}$ (J_{ch} é o momento de inércia das chapas horizontais em relação ao eixo neutro x—x).

Daí o momento de inércia necessário das chapas horizontais

$$J_{\text{ch}}^{\text{nec}} = J_{\text{tot}}^{\text{nec}} - (J_{\text{al}} + J_{\text{cant}}) \qquad \text{(VI.44)}$$

e a área mínima necessária das chapas horizontais de um só banzo vem a ser

$$F_{ch}^{nec} = \frac{J_{ch}^{nec}}{2\,(h/2)^2} = \frac{2J_{ch}^{nec}}{h^2}. \qquad (VI.45)$$

A largura das chapas horizontais deve ser bastante grande para que os seus eixos estejam fora das bordas das cantoneiras. É de se notar que o ressalto de uma só chapa (a partir da risca extrema) não deve ser superior ao comprimento eqüivalente a 15 espessuras desta chapa, isto é, $15\delta_{ch}$, para evitar a perda da estabilidade da chapa (fig. VI.18, *b*). Quando a espessura $\delta_{ch} > 20—25$ mm, convém colocar duas chapas (fig. VI.18, *c*). Quando se trata das chapas horizontais é preciso cuidar de que as cantoneiras utilizadas como banzos garantam a transmissão segura dos esforços para a alma da viga. Por isso é recomendável adotar a área da seção de duas cantoneiras do banzo não inferior a 30% de toda a área do banzo.

4. Depois de escolher as dimensões definitivas da seção da viga, deve-se verificar a sua resistência calculando as tensões normais no local de ação do momento de flexão máximo e as tensões tangenciais máximas no apoio pelas fórmulas:

$$\sigma = M/W_{liq} \leqslant R; \qquad (VI.46)$$

$$\tau = \frac{QS_{tot}}{J_{tot}\delta_{al}} \cdot \frac{a}{a-d} \leqslant R_{cis}, \qquad (VI.46')$$

onde a e d são o passo e o diâmetro dos orifícios para os rebites;

$W_{liq} = \frac{J_{liq}}{h/2}$ é o momento líquido de resistência (h é a altura total da viga).

O momento de inércia de seção enfraquecida por orifícios de rebitagem é

$$J_{liq} = J_{tot} - J_{reb}, \qquad (VI.47)$$

sendo J_{reb} o momento de inércia das áreas dos orifícios de rebitagem em relação ao eixo neutro da viga, que pode ser determinado aproximadamente pela fórmula (fig. VI.18, *d*):

$$J_{reb} = 2\,(F_1^0 a_1^2 + F_2^0 a_2^2) + 0{,}15 J_{al}, \qquad (VI.48)$$

onde F_1^0 é a área total dos orifícios de rebitagem nas abas horizontais das cantoneiras e nas chapas horizontais de uma das metades da viga;

F_2^0, área total dos orifícios de rebitagem nas abas verticais das cantoneiras de uma das metades da viga;

a_1, a_2, distâncias desde os centros de gravidade dos respectivos orifícios até o eixo neutro da viga;

$0{,}15\,J_{al}$, momento de inércia correspondente ao enfraquecimento da alma com os orifícios de rebitagem.

No caso de uma seção assimétrica é preciso determinar separadamente as tensões para as fibras superior e inferior da viga, tendo calculado antes os respectivos momentos de resistência da mesma forma que para as vigas soldadas. Além da verificação da resistência realiza-se a verificação da estabilidade da viga (ver o § 29).

Nos projetos de vigas rebitadas normalmente deve ser previsto que entre as facetas externas das cantoneiras, que servem na qualidade de banzos da viga, e as arestas da chapa vertical haja uma distância de 5 mm, excepto os casos quando é preciso que a alma esteja no mesmo nível com as facetas externas das cantoneiras.

Exemplo VI.6. Escolher a seção da viga rebitada na base dos mesmos dados que nos exemplos VI.4 e VI.5; o vão $l = 12$ m; o momento nominal $M = 3800$ kN·m.

O momento de resistência necessário $W_{1lq} = 18\,100$ cm³.

Solução. 1. Determinamos o momento de resistência necessário total pela fórmula (VI.40)

$$W_{tot} = W_{1lq}/0{,}85 = 18\,100/0{,}85 \text{ cm}^3 = 21\,300 \text{ cm}^3.$$

Adotemos os mesmos valores das dimensões da viga que nos exemplos anteriores, ou seja, $h = 1500$ mm, $h_{al} = 1490$ mm e $\delta_{al} = 10$ mm.

Determinemos o momento de inércia total necessário pela fórmula (VI.41):

$$J_{tot}^{nec} = W_{tot}\frac{h}{2} = 21\,300\,\frac{150}{2} \text{ cm}^4 = 1\,600\,000 \text{ cm}^4.$$

2. Escolhemos a dimensão das cantoneiras

$$b_{cant} = h/11 = 1500/11 \text{ mm} = 137 \text{ mm};$$

$$\delta_{cant} = b_{cant}/11 = 137/11 = 12{,}5 \text{ mm}.$$

Adotamos de acordo com a sortimento a cantoneira 140 × 12 com as dimensões geométricas: $F_{cant} = 32{,}5$ cm²; $J_0 = 602$ cm⁴.

A distância desde o centro de gravidade das cantoneiras até o eixo neutro é $a = 150/2 - 3{,}9 = 71{,}1$ cm.

O momento de inércia da alma

$$J_{al} = \frac{\delta_{al} h^3}{12} = \frac{1 \cdot 149^3}{12} \text{ cm}^4 = 276\,000 \text{ cm}^4.$$

O momento de inércia das quatro cantoneiras

$$J_{cant} = 4\,(J_0 + a^2 F_{cant}) = 4\,(602 + 71{,}1^2 \cdot 32{,}5) \text{ cm}^4 = 660\,000 \text{ cm}^4.$$

O momento total de inércia da alma e das quatro cantoneiras é muito menor do que J_{tot}^{nec}, ou seja:

$$J_{al} + J_{cant} = 276\,000 + 660\,000 = 936\,000 \text{ cm}^4 < 1\,600\,000 \text{ cm}^4.$$

Por isso, é preciso desenvolver a seção dos banzos da viga à custa das chapas horizontais.

3. Determinamos o momento de inércia necessário das chapas horizontais pela fórmula (VI.44)

$$J_{ch}^{nec} = J_{tot}^{nec} - (J_{al} + J_{cant}) = 1\,600\,000 - 936\,000 = 664\,000 \text{ cm}^4$$

e depois a área necessária das chapas horizontais de um só banzo pela fórmula (VI.45)

$$F_{ch} = \frac{2J_{ch}^{nec}}{h^2} = \frac{2 \cdot 664\,000}{150^2} \text{ cm}^2 = 59 \text{ cm}^2.$$

Adotamos uma só chapa com a seção 340 × × 18 mm e a área

$$F_{ch} = 34 \cdot 1{,}8 = 61{,}2 \text{ cm}^2.$$

4. Determinamos o valor exato do momento total de inércia pela fórmula (VI.43) para a seção adotada da viga (fig. VI.19)

$$J_v = J_{al} + J_{cant} + J_{ch} = 276\,000 +$$
$$+ 660\,000 + 2 \cdot 61{,}2 \cdot 75{,}9^2 = 1\,642\,000 \text{ cm}^4.$$

Para determinar W_{liq} é preciso calcular de antemão o momento de inércia J_{red} da área de enfraquecimento da viga com os orifícios para os rebites.

A fig. VI.19 mostra a disposição dos orifícios de rebitagem no banzo da viga e as suas distâncias até o eixo neutro da seção. O diâmetro dos rebites é 23 mm.

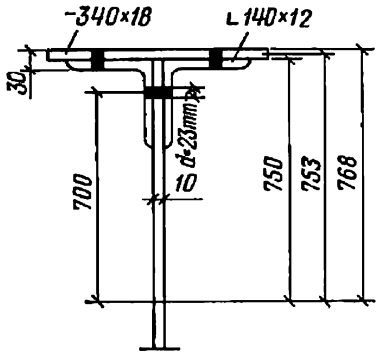


Fig. VI.19. Exemplo VI.6

Pela fórmula (VI.48) determinamos o momento de inércia da área de enfraquecimento

$$J_{reb} = 2\,(F_1^0 a_1^2 + F_2^0 a_2) + 0{,}15 J_{al} =$$
$$= 2\,(2 \cdot 2{,}3 \cdot 3 \cdot 75{,}3^2 + 2 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}2 \cdot 70^2) + 0{,}15 \cdot 276\,000 = 251\,400 \text{ cm}^4.$$

A seguir pela fórmula (VI.47) determinamos

$$J_{liq} = J_{tot} - J_{reb} = 1\,642\,000 - 251\,400 = 1\,390\,600 \text{ cm}^4,$$

e também

$$W_{liq} = \frac{1\,390\,600}{76{,}8} \text{ cm}^3 = 18\,120 \text{ cm}^3.$$

5. Verificamos a resistência da seção pela fórmula (VI.46)

$$\sigma = M/W_{liq} = 380\,000/18\,120 \text{ kN/cm}^3 = 21 \text{ kN/cm}^2.$$

Os valores nominais achados anotamos na tabela VI.4.

Tabela VI.4

Composição da seção	F, cm²	J_{tot}, cm⁴	W_{liq}, cm²	M, kN·m	σ, kN/cm²
2—340×18	2×61,2=122,4	706 000			
4∟ 140×12	4×32,5=130	660 000			
—1490×10	149	276 000	18 120	3 800	21
	ΣF=401,4	J_{tot}=1 642 000			
		J_{reb}= 251 400			
		J_{liq}=1 390 600			

A área da seção e por conseguinte o peso da viga rebitada resultou 15% superior ao peso de uma viga soldada idêntica no exemplo VI.5.

3. Alteração da seção ao longo do comprimento da viga

Junto dos apoios das vigas de seções independentes (ou divididas) os momentos são inferiores aos momentos máximos e por isso não é preciso ter ao longo de todo o comprimento da viga uma seção cons-

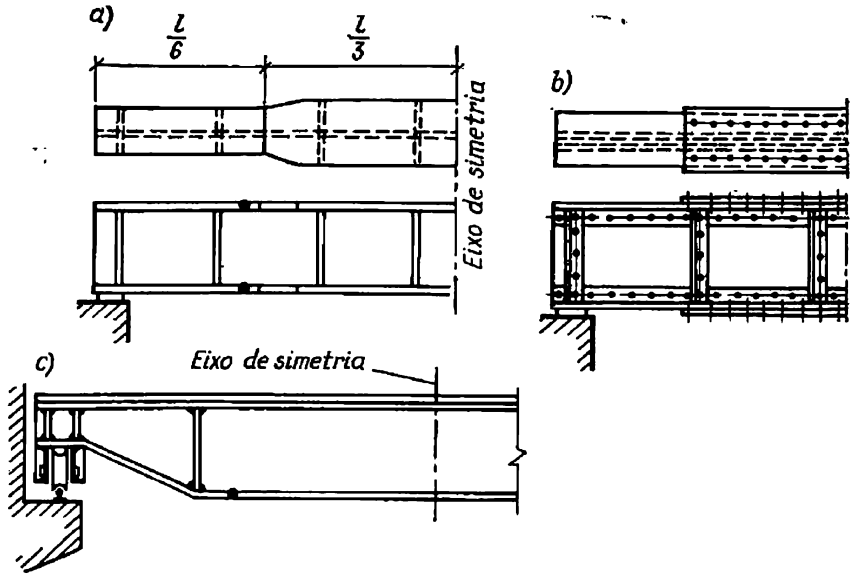


Fig. VI.20. Variação da seção ao longo do comprimento da viga

tante escolhida de acordo com o momento máximo. Existem dois métodos de diminuir a seção e desta forma diminuir o seu momento de resistência.

O primeiro método, que é mais comum, consiste na diminuição da seção dos banzos das vigas soldadas mediante a diminuição da largura (ou mais raramente da espessura) do banzo (fig. VI.20, *a*) e nas vigas rebitadas mediante o corte das chapas horizontais de forma que junto do apoio a seção da viga inclua somente alma e as quatro cantoneiras (fig. VI.20, *b*). O segundo método consiste na diminuição da altura da alma vertical (fig. VI.20, *c*); em conseqüência disso a forma da viga resulta trapezoidal.

Nas vigas soldadas quando a carga está distribuída de uma forma regular, o lugar mais vantajoso de alteração de seção encontra-se à distância $x = \frac{1}{6}\, l$ do apoio. O momento M_1 que atua neste local pode ser determinado graficamente pelo diagrama dos momentos ou analiticamente pela fórmula

$$M_1 = \frac{qx\,(l-x)}{2}. \qquad \text{(VI.49)}$$

Na base do momento M_1 achado determina-se o momento de resistência necessário e escolhe-se por um método comum a nova seção dos banzos (sendo, como regra, conversada a sua espessura). No local de alteração da seção as chapas do banzo são ligadas à tope (fig. VI.20, *a*), por isso a tensão na viga não deve ser superior à resistência nominal à tração de uma junta soldada; para os eletródios do tipo Э42 este valor constitui $R_t^{sol} = 18$ kN/cm².

Exemplo VI.7. Pede-se alterar a seção ao longo da viga soldada, que tinha sido adotada no exemplo VI.5. O vão da viga é $l = 12$ m, a sua carga $q = 211{,}3$ kN/m está distribuída uniformemente; $M_{max} = 3800$ kN·m.

Solução. Determinamos o momento M_1 situado à distância $x = l/6 = 12/6 = 2$ m do apoio pela fórmula (VI.49):

$$M_1 = \frac{qx(l-x)}{2} = \frac{211{,}3 \cdot 2(12-2)}{2} \text{ kN·m} = 2113 \text{ kN·m}.$$

O momento de resistência necessário

$$W_{1\,nec} = M_1/R_t^{sol} = 211\,300/18 \text{ cm}^3 = 11\,740 \text{ cm}^3.$$

A área necessária do banzo [pela fórmula (VI.33)] é

$$F_{1\,nec} = \frac{W_{1\,nec}}{h} - \frac{\delta_{al}h}{6} = \frac{11\,740}{150} - \frac{1 \cdot 150}{6} = 53{,}3 \text{ cm}^2.$$

Adotamos a seção do banzo feito da chapa 300 × 20 mm com a área $F_{1b} = 30 \cdot 2 = 60$ cm². Então, para a nova seção da viga teremos:

$$J_v = \frac{\delta_{al}h_{al}^3}{12} + 2a^2F = \frac{1 \cdot 146^3}{12} + 2 \cdot 74^2 \cdot 60 = 916\,000 \text{ cm}^4;$$

$$W_1 = \frac{J_v}{h/2} = \frac{916\,000}{75} = 12\,200 \text{ cm}^2;$$

$$\sigma = M_1/W_1 = 211\,300/12\,200 \text{ kN/cm}^2 \approx 17{,}3 \text{ kN/cm}^2 < 18 \text{ kN/cm}^2.$$

Nas vigas rebitadas o local teórico de corte das chapas determina-se pela capacidade portante da parte restante da seção da viga com o número diminuído de chapas ou sem as chapas. Por exemplo, para a viga analisada no exemplo VI.6 o momento total de inércia sem as chapas horizontais é $J_{tot} = 936\,000$ cm⁴ (ver a tabela VI.4). O momento de inércia líquido é $J_{liq} = 859\,400$ cm⁴, logo o momento de resistência líquido da seção desta parte da viga que consiste somente da chapa vertical e das cantoneiras que servem de banzos é

$$W_{1\,liq} = \frac{859\,400}{75} = 11\,450 \text{ cm}^3.$$

Se o material se utiliza na íntegra esta seção pode agüentar o momento

$$M_1 = WR = 11\,450 \cdot 21 \text{ kN·cm} = 257\,000 \text{ kN·cm}.$$

Sendo conhecido o momento M_1, pode-se determinar facilmente pelo diagrama dos momentos o local em que se pode cortar as chapas. Este local denominado local (ou linha) de corte teórico das chapas pode ser determinado também analiticamente.

Para isso pela fórmula (VI.49) determina-se a distância x desde o apoio, que determina o local de corte teórico das chapas. Na realidade as chapas horizontais devem ser prolongadas além da linha de corte teórico para que depois da sua fixação por um determinado número de rebites seja garantido o seu trabalho a partir desta linha. O número de rebites necessário para fixar a chapa além da linha de corte teórico determina-se pela área da sua seção partindo da suposição de que a chapa agüenta o esforço

$$N = \frac{1}{2} F_{ch}R$$

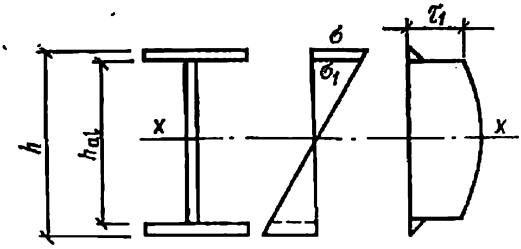


Fig. VI.21. Determinação das tensões reduzidas

(porquanto a seção da viga depois da incorporação da chapa no trabalho tem uma certa margem de segurança depois do local de corte).

No local de alteração da seção na viga, que se encontra normalmente perto do apoio, além de grandes tensões normais existem também tensões tangenciais. A combinação destas tensões resulta no estado de tensão complexo e requer a verificação das tensões reduzidas máximas (§ 8, item 3) ao nível de juntas dos banzos (fig. VI.21) ou dos rebites; esta verificação realiza-se pela fórmula (II.8)

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leqslant nR,$$

onde $\sigma_1 = \sigma \frac{h_{al}}{h_\delta}$ e $\tau_1 = \frac{QS_b}{J_\delta \delta_{al}}$ são as tensões normal e tangencial na alma ao nível das juntas dos banzos ou dos rebites na seção analizada da viga com a mesma carga; $n = 1{,}15$.

Exemplo VI.8. Determinar a tensão reduzida na seção diminuída da viga soldada que foi escolhida no exemplo VI.7. O vão da viga é $l = 12$ m, a carga distribuída uniformemente é $q = 211{,}3$ kN·m. O momento na viga no local de alteração situado à distância $x = 2$ m a partir do apoio é: $M_1 = 2113$ kN·m. As características da seção diminuída da viga são:

$$F_b = 30 \cdot 2 = 60 \text{ cm}^2; \quad J_v = 916\,000 \text{ cm}^4;$$
$$\sigma = 17{,}3 \text{ kN/cm}^2.$$

Solução. Determinamos a força transversal Q na seção situada à distância $x = 2$ m:

$$Q = q \frac{l - 2x}{2} = \frac{211{,}3\,(12 - 2 \cdot 2)}{2} \text{ kN} = 845 \text{ kN}.$$

O momento estático do banzo em relação ao eixo neutro é $S_b = 30 \cdot 2 \cdot 74 = 4440$ cm³.

A tensão tangencial ao nível da junta do banzo será

$$\tau_1 = \frac{QS_b}{J_v \delta_{al}} = \frac{845 \cdot 4440}{916\,000 \cdot 1} \text{ kN/cm}^2 = 4{,}1 \text{ kN/cm}^2.$$

A tensão normal ao nível da junta do banzo é

$$\sigma_1 = \sigma \frac{h_{al}}{h} = 17{,}3 \frac{146}{150} \text{ kN/cm}^2 = 16{,}8 \text{ kN/cm}^2.$$

Determinamos a tensão reduzida procurada pela fórmula (II.8)

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} = \sqrt{16{,}8^2 + 3 \cdot 4{,}1^2} = 18{,}2 \text{ kN/cm}^2 < 1{,}15 \cdot 21 \text{ kN/cm}^2.$$

4. Cálculo das juntas que ligam os banzos à alma

Nas vigas soldadas os banzos são ligados à alma por meio de costuras soldadas contínuas, nas vigas rebitadas, com a ajuda de rebites. Se o banzo e a alma não estivessem ligados, durante a flexão eles se deslocariam um relativamente a outro (fig. VI.22, *a*). A junta entre o banzo e a alma imprede o cisalhamento, por isso nas juntas surgem tensões tangenciais orientadas ao longo do eixo da viga (fig. VI.22, *b*). Nas vigas soldadas a tensão tangencial (kN/cm²) que existe na alma, ao longo da linha que liga o banzo à alma, determina-se pela fórmula (VI.36):

$$\tau = \frac{QS_b}{J_v \delta_{al}},$$

onde S_b é o momento estático do banzo (isto é, da parte da seção que se desloca) em relação ao eixo neutro.

O esforço de cisalhamento que corresponde a 1 cm do comprimento da viga (em kN/cm) vem a ser,

$$T = \tau \delta_{al} = \frac{QS_b}{J_v}. \qquad \text{(VI.50)}$$

Este esforço de cisalhamento é agüentado por duas juntas, cujo comprimento é 1 cm e a área de trabalho (fig. VI.22, *c*)

$$F_j = 2\beta h_j,$$

onde h_j é o cateto (espessura) da junta soldada;
β, coeficiente indicado no § 19, item 3.

Portanto, a fórmula de verificação da resistência das juntas soldadas que ligam o banzo da viga à alma, terão a seguinte forma

$$\tau = \frac{QS_b}{2\beta h_j J_v} \leqslant R_{ang}^{sol}, \qquad \text{(VI.51)}$$

ou

$$h_j \geqslant \frac{QS_b}{2\beta J_v R_{ang}^{sol}}. \qquad \text{(VI.52)}$$

Os esforços de cisalhamento terão os seus valores máximos sobre o apoio, quando a força transversal Q atinge o seu valor máximo.

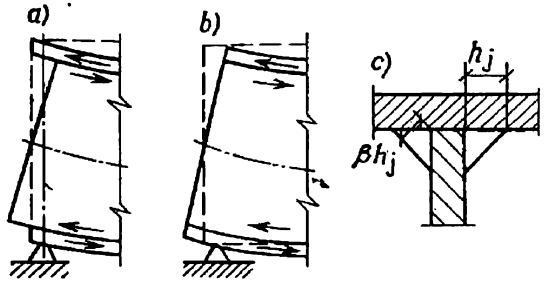


Fig. VI.22. Cálculo de fixação dos banzos de uma viga soldada

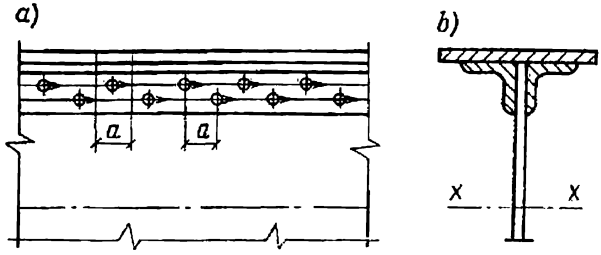


Fig. VI.23. Cálculo de fixação dos banzos de uma viga rebitada

As juntas soldadas nos banzos das vigas são normalmente contínuas e têm a mesma espessura em toda a parte. Quando as chapas de banzos são grossas, nas juntas, dos banzos surgem tensões internas grandes. Por isso a sua fixação deve ser executada por meio da soldagem automática ou por eletródios do tipo Э42A, pois neste caso o metal depositado por soldagem resulta mais plástico. Os valores mínimos das espessuras das juntas dos banzos estão indicados na tabela VI.5.

Tabela VI.5

Espessuras mínimas h_j das juntas angulares

Materiais das estruturas	Espessura dos banzos, δ_b, mm				
	até 10 mm	11-20	21-30	31-50	50
Aço do carbono	4	6	8	10	12
Aço de liga pobre	6	8	10	12	—

Nas vigas rebitadas o esforço de cisalhamento T é agüentado pelos rebites do banzo. Um rebite é solicitado pela soma de esforços de cisalhamento unitários determinados pela fórmula (VI.50) e correspondentes ao setor, igual ao passo da rebitagem (fig. VI.23, *a*). Este esforço total não deve ultrapassar o esforço $[N]^{reb}$ que um rebite submetido à mutilação ou ao cisalhamento duplo pode agüentar:

$$Ta \leqslant [N]^{reb}.$$

Daí determinamos o passo da rebitagem nos banzos

$$a \leqslant \frac{[N]^{reb}}{T} = \frac{[N]^{reb} J_v}{QS_b}, \qquad \text{(VI.53)}$$

onde S_b é o momento estático total do banzo em relação ao eixo neutro (na fig. VI.23, *b* o banzo está hachurado);

J_v, momento de inércia total de toda a seção da viga.

Para diminuir o volume do trabalho necessário para a fabricação da viga o número de rebites deve ser mínimo e por conseguinte o

12 d (ver a tabela V.2).

Normalmente o passo da rebitagem determina-se pelo valor da força transversal sobre a apoio e conserva-se inalterável em todo o comprimento da viga, o que facilita a execução dos trabalhos. Nas vigas de grande vão convém aumentar o passo da rebitagem na parte central, pois o valor da força transversal aí é menor.

§ 29. ESTABILIDADE GERAL E LOCAL DAS VIGAS DE AÇO

1. Estabilidade geral das vigas

Uma viga estreita e comprida sem fixações laterais, quando carregada acima de um determinado limite, pode perder a estabilidade e mudar no processo de flexão a sua forma (fig. VI.24). Este fenômeno chama-se perda da estabilidade geral da viga, enquanto a carga e as tensões a que corresponde a perda da estabilidade geral chamam-se críticas.

Quando se perde a estabilidade geral começa a torção da viga o que resulta no desvio dos banzos no plano e a viga além da flexão no plano vertical sofre também a flexão no plano horizontal e a torção. Evidentemente, quanto mais largo é o banzo e maior o valor de J_y, tanto maiores são as tensões críticas e a estabilidade da viga. As tensões críticas podem ser elevadas consideravelmente também mediante a fixação do banzo superior no vão da viga para impedir um possível desvio lateral. O valor das tensões críticas depende da forma

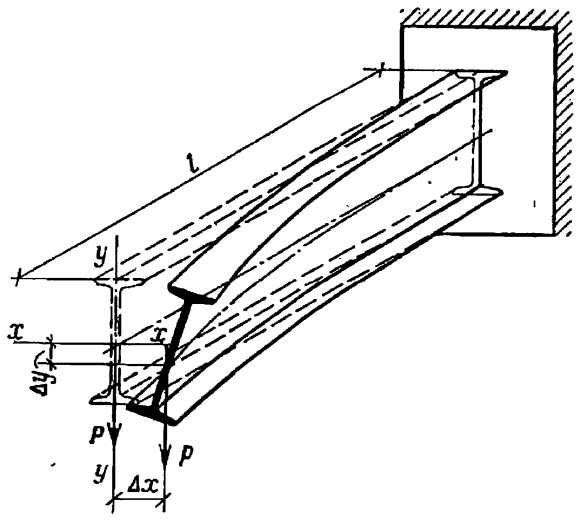


Fig. VI.24. Perda da estabilidade geral de uma viga em consola

ou do esquema das vigas e em primeiro lugar da relação do vão (ou distância entre as fixações do banzo comprimido) à sua largura l/b (ver a tabela VI.3).

Quando os valores de l/b são grandes é preciso verificar a estabilidade geral da viga introduzindo na fórmula de cálculo (VI.14) o coeficiente φ_v:

$$\sigma = M/(\varphi_v W_{tot}) \leqslant R.$$

Para as vigas com a seção simétrica em T duplo o coeficiente φ_v que é a relação da tensão crítica da perda da estabilidade ao limite de escoamento, determina-se pela fórmula

$$\varphi_v = \psi \frac{J_y}{J_x} \left(\frac{h}{l}\right)^2 10^3. \qquad \text{(VI.54)}$$

Aí ψ é o coeficiente determinado pelas RNCC. II-B.3-72 de acordo com o parâmetro

$$\alpha = 1{,}54 \frac{J_{tor}}{J_y} \left(\frac{l}{h}\right)^2, \qquad \text{(VI.55)}$$

sendo J_{tor} o momento de inércia no processo de torção adotado para as vigas laminadas em T duplo de acordo com a tabela VI.6.

Tabela VI.6

Momentos de inércia J_{tor} no processo de torção de vigas laminadas em T duplo (de acordo com GOST 8239—72)

Nº do ferro em T duplo	10	12	14	16	18	18a	20	20a	22	22a	24	24a	27
J_{tor}, cm⁴	2,3	2,9	3,6	4,5	5,6	6,5	6,9	7,9	8,6	9,8	11	13	14

Continuação da tabela VI.6

Nº do ferro em T duplo	27a	30	30a	33	36	40	45	50	55	60
J_{tor}, cm⁴	17	17	20	24	31	41	55	75	100	135

Uma vez que de acordo com a fórmula (II.22) para as vigas compostas

$$J_{tor} = 1{,}3 \frac{h\delta_{al}^3 + 2b\delta_b^3}{3} \quad \text{e} \quad J_y = 2\frac{\delta_b b^3}{12},$$

a fórmula (VI.55) para as vigas compostas (soldadas e rebitadas) adquire a seguinte forma

$$\alpha = 8\left(\frac{l\delta_b}{lh}\right)^2 \left(1 + \frac{d\delta_{al}^3}{b\delta_b^3}\right), \qquad \text{(VI.56)}$$

sendo para as vigas soldadas: δ_{al}, espessura da alma da viga; $d = 0{,}5\,h$; b e δ_b, a largura e a espessura do banzo comprimido; h, altura total da seção da viga. Para as vigas rebitadas: δ_{al}, espessura da alma juntamente com as abas verticais das cantoneiras; δ_b, espessura do banzo juntamente com a aba horizontal da cantoneira; d, altura da aba vertical da cantoneira mais a espessura do pacote das chapas horizontais.

Quando o valor de φ_v é superior a 0,85, as tensões críticas encontram-se no setor plástico do trabalho do material e na fórmula (VI.14) em vez de φ_v introduz-se o coeficiente φ'_v adotado de acordo com as tabelas VI.7 e VI.8.

Tabela VI.7

Valor do coeficiente φ'_v para as vigas de aço

φ_v	0,85	0,9	0,95	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,55
φ'_v	0,85	0,871	0,89	0,904	0,927	0,948	0,964	0,98	1

Tabela VI.8

Valores do coeficiente φ'_v para as vigas de ligas de alumínio

φ_v	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,9	1,4	1,6	1,8	2
φ'_v	0,66	0,69	0,75	0,78	0,82	0,85	0,87	0,89	0,92	0,95	0,98	1

A verificação da estabilidade das vigas com a seção em U realiza-se da mesma forma que para as vigas em T duplo; neste caso σ calcula-se pela fórmula (VI.56), mas os valores calculados de φ_v devem ser multiplicados por 0,5 se a carga está aplicada ao longo do principal eixo que passa pelo centro de gravidade da seção, e por 0,7 quando a carga se aplica no plano da alma.

Para as vigas com o banzo comprimido mais desenvolvido o coeficiente φ_v determina-se pelas normas de projeção das estruturas de aço.

2. Estabilidade local das vigas

O abaulamento local de alguns elementos das estruturas devido à ação das tensões normais (ou de compressão) ou tensões tangenciais chama-se perda da estabilidade local. Nas vigas a perda da estabilidade local do banzo ou da alma resulta freqüentemente a principal causa da perda da capacidade portante. A alma da viga pode perder a estabilidade por causa da ação das tensões tangenciais ou normais ou da sua ação conjunta[1].

[1] **Broude B. M.** Estabilidade das placas nos elementos das estruturas de aço. M., Machstroiizdat, 1949; **Timochenko S. P.** Estabilidade dos sistemas elásticos. M., Gostekhteorizdat, 1955.

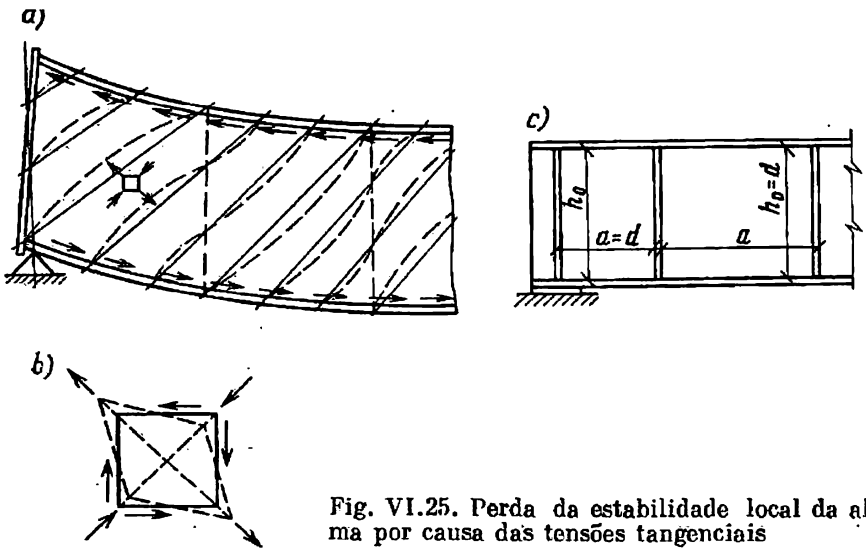


Fig. VI.25. Perda da estabilidade local da alma por causa das tensões tangenciais

Perda da estabilidade da alma por causa das tensões tangenciais. Perto do apoio a alma da viga sofre a ação das tensões tangenciais, o que resulta na sua entortadura (fig. VI.25, *a*): a alma resulta comprimida no sentido de diagonais encurtadas e submetida à tração no sentido de diagonais alongadas (fig. VI.25, *b*). Sob a influência da compressão a alma pode ficar abaulada formando ondas inclinadas sob um ângulo de aproximadamente 45° em relação ao eixo. A fim de prevenir o abaulamento da alma são colocadas nervuras de reforço verticais (transversais) que atravessam as possíveis ondas de abaulamento (fig. VI.25, *c*). Neste caso a alma resulta dividida em retângulos, limitados de quatro lados por banzos e nervuras de reforço. Se designemos com a letra a a distância entre os eixos das nervuras de reforço, com h_0, a altura da alma e com d, o lado menor do retângulo, então a tensão tangencial crítica na alma (em kN/cm²) será expressa pela fórmula (que leva em consideração o encastramento elástico da alma nos banzos).

$$\tau_{cr} = \left(12{,}5 + \frac{9{,}5}{\mu^2}\right)\left(\frac{100\delta}{d}\right)^2, \qquad \text{(VI.57)}$$

onde μ é a relação do lado maior (a ou h_0) ao lado menor d;
δ, a espessura da alma.

Se o valor de μ ou respectivamente de a é muito grande (o que significa no caso extremo que as nervuras de reforço existem somente nos apoios da viga), o lado menor d torna-se igual a h_0 e então

$$\tau_{cr} = 12{,}5\left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2 = \frac{12{,}5 \cdot 100^2}{k_{al}^2}\ \text{kN/cm}^2, \qquad \text{(VI.58)}$$

onde $k_{al} = h_0/\delta$ é a flexibilidade da alma.

Esta fórmula é idêntica, quanto à sua estrutura, à fórmula de Euler (II.13).

Determinemos qual deve ser o valor da flexibilidade da alma $k_{al} = h_0/\delta$ para que a tensão τ_{cr} atinja o limite de escoamento τ_e; esta flexibilidade será denominada a flexibilidade crítica k_{cr}. Anteriormente (§ 8, item 3) foi indicado que $\tau_e = \sigma_e/\sqrt{3} \approx 0{,}6\sigma_e = 0{,}6 \times \times 24$ kN/cm^2 $= 14{,}4$ kN/cm^2 (para o aço 3). Introduzindo este valor na fórmula (VI.58) obtemos a flexibilidade crítica

$$k_{cr} = \sqrt{\frac{12{,}5 \cdot 100^2}{14{,}4}} \approx 90.$$

Portanto, quando $h_0/\delta < 90$ a alma no processo de carregamento antes atinge a fase de escoamento por causa das tensões tangenciais e depois perde a estabilidade. No entanto, de acordo com as normas a flexibilidade crítica máxima da alma $k_{al} = h_0/\delta$, até a qual não é preciso reforçar a alma com as nervuras de reforço, deve ser estabelecida com uma certa margem de segurança, pois neste caso leva-se em consideração a possibilidade de abaulamento da chapa, assim como uma certa ação das tensões normais.

Segundo as normas, a alma de uma viga submetida à flexão deve ser reforçada com as nervuras de reforço transversais se $h_0/\delta > > 70\sqrt{21/R}$, sendo R a resistência nominal do aço em kN/cm^2.

A distância máxima entre as nervuras de reforço adota-se

$a_{max} = 2h$ quando $h/\delta > 100$ e $a_{max} = 2{,}5h$ quando $h/\delta \leqslant 100$.

Distribuindo as nervuras de reforço desta maneira podemos calcular a flexibilidade crítica da alma adotando na fórmula (VI.57) $\mu = 2$:

$$k_{cr} = \sqrt{\frac{14{,}9 \cdot 100^2}{14{,}4}} = 102.$$

As nervuras de reforço desempenham até um certo ponto o papel de encastramentos. Levando em consideração este fato, assim como várias simplificações, as normas permitem não verificar a estabilidade da alma da viga quando os valores $k_{al} = h_0/\delta \leqslant 110\sqrt{21/R}$; quando existe a pressão local entre as nervuras de reforço ($\sigma_l \neq \neq 0$) pode-se dispensar este cálculo se os valores de $k_{al} = h_0/\delta \leqslant \leqslant 80\sqrt{21/R}$.

Ao determinar h/δ nas vigas rebitadas, a altura nominal da alma h_0 adota-se entre as riscas internas das cantoneiras utilizadas como banzos.

Perda da estabilidade da alma e do banzo por causa das tensões normais. No local situado longe dos apoios e perto do centro da viga, a influência das tensões tangenciais sobre a alma não é grande; aí a alma sofre, sobretudo, a influência das tensões normais, o que também pode causar a perda da sua estabilidade. O valor das tensões normais críticas depende do carácter de distribuição das ten-

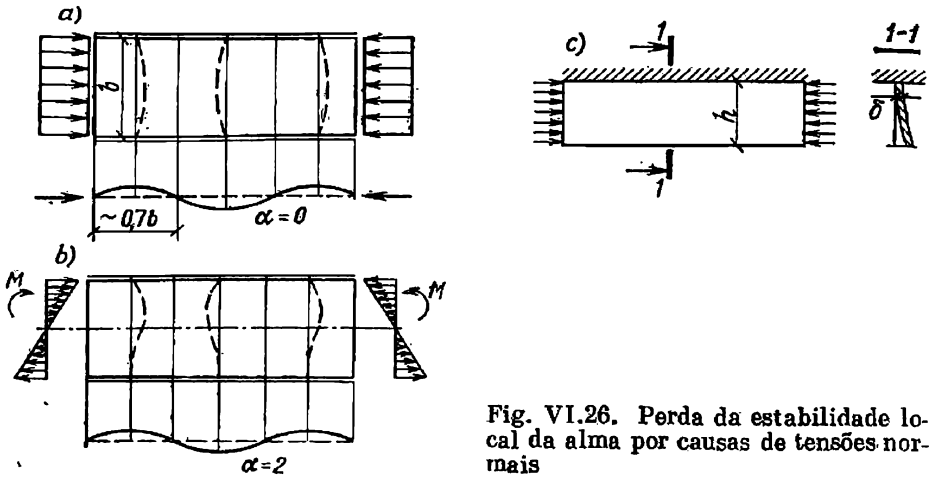


Fig. VI.26. Perda da estabilidade local da alma por causas de tensões normais

sões normais aplicadas nas arestas da chapa retangular (a alma); estas tensões caracterizam-se pelo coeficiente

$$\alpha = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\sigma_{max}}, \qquad \text{(VI.59)}$$

onde σ_{max} e σ_{min} são as tensões normais adotadas com os seus próprios sinais e aplicadas junto dos limites superior e inferior da placa. (O sinal de + corresponde à tração e o sinal de —, à compressão).

A fig. VI.26, *a* e *b* mostra as placas encastradas elasticamente nas duas arestas horizontais, sendo as tensões aplicadas nas areastas verticais. No caso de distribuição uniforme das tensões (compressão pura, fig. VI.26, *a*) $\alpha = 0$, no caso de flexão (fig. VI.26, *b*) $\alpha = 2$.

A fig. VI.26, *c* mostra uma placa submetida à pressão distribuída uniformemente. Uma das arestas compridas da placa está encastrada, a outra está livre.

A fórmula geral que determina a tensão crítica normal (em kN/cm²) e é válida dentro dos limites do trabalho elástico da alma, tem a seguinte forma:

$$\sigma_{cr} = \frac{\xi \cdot 10^4}{k_{al}^2}, \qquad \text{(VI.60)}$$

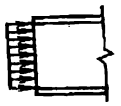
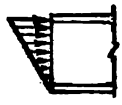
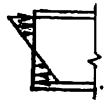
onde ξ é o coeficiente que depende do valor de α; os valores de ξ estão indicados na tabela VI.9;
$k_{al} = h_0/\delta$ é a flexibilidade da alma.

A tensão crítica normal na alma da viga submetida à flexão (em kN/cm²) vem a ser:

$$\sigma_{cr} = \frac{k_0 10^4}{k_{al}^2} = k_0 \left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2, \qquad \text{(VI.61)}$$

Tabela VI.9

Valores do coeficiente ξ na fórmula (VI.60)

Esquemas do diagrama das tensões	Placa com dois lados compridos encastrados elasticamente			Placa com um lado comprido encastrado
				
	compressão	compressão e flexão	flexão	compressão
α	0	1	2	—
ξ	10	21	k_0	0,8

onde k_0 é adotado de acordo com a tabela VI.10 em função do valor de γ que leva em consideração o encastramento elástico da alma nos banzos:

$$\gamma = c\,\frac{b_b}{h_0}\left(\frac{\delta_b}{\delta}\right)^3. \qquad \text{(VI.62)}$$

Neste caso b_b e δ_b são a largura e a espessura do banzo comprimido da viga; c, o coeficiente que é igual a $-\infty$ quando a banzo comprimido da viga serve de apoio para as placas rígidas dispostas continuamente; nos demais casos este coeficiente é igual a $-0{,}8$.

Tabela VI.10

Valores do coeficiente k_0

	Para as vigas soldadas							Para as vigas rebitadas
γ	0,8	1	2	4	6	10	$\geqslant 30$	para quaisquer valores de γ
k_0	63	66,2	70	72,7	73,2	73,7	74,6	70

Determinemos o valor da flexibilidade crítica quando a tensão crítica normal atinge o limite de escoamento $\sigma_e = 24$ kN/cm² (para o aço 3). Da equação (VI.60) obtemos:

quando $\alpha = 0$

$$k_{cr} = h_0/\delta = 100\sqrt{\xi/\sigma_e} = 100\sqrt{10/24} \approx 65;$$

quando $\alpha = 2$ e $\gamma = 0{,}8$

$$k_{cr} = h_0/\delta = 100\sqrt{63/24} \approx 162.$$

Quando um lado está fixado e outro livre

$$k_{cr} = b_1/\delta_b = 100\sqrt{0{,}8/24} \approx 18.$$

No caso de compressão de uma placa, cujos dois lados compridos estão encastrados elasticamente (alma de um pilar contínuo), sendo $h_0/\delta < 65$, a alma atinge a tensão limite correspondente às condições de resistência antes de perder a estabilidade.

No caso de flexão a alma começa a perder a estabilidade devido à ação das tensões normais quando os valores de $h_0/\delta > 162$. No entanto, dado o carácter aproximado de várias premissas, no processo de dedução das fórmulas reduzidas recomenda-se adotar a flexibilidade crítica da alma (submetida à ação somente de tensões normais) para o aço 3 igual a $h_0/\delta = 160$; para os aços de outros tipos, $h_0/\delta = 160\sqrt{21/R}$.

Uma placa comprimida fixada de um só lado (metade do banzo de uma viga) pode perder a estabilidade somente quando $b_1/\delta_b > 18$. No entanto, devido à existência de uma certa elasticidade na fixação e outras razões as normas recomendam não ultrapassar nestes casos $b_1/\delta_b = 15$ para o aço do tipo Ст3 e $b_1/\delta_b = 15\sqrt{21/R}$ para os aços de outros tipos; portanto, para o principal grupo dos aços de liga pobre (com $R = 29$ kN/cm²) temos $b_1/\delta_b = 12{,}5$.

Se a tensão a que está submetida a viga não é suficiente, o valor máximo de b_1/δ_b pode ser aumentado mediante a multiplicação por $\sqrt{R/\sigma}$; no entanto o aumento não pode ser superior a 25%.

Perda da estabilidade da alma por causa da ação conjunta das tensões normais e tangenciais. No processo de flexão de uma viga na sua alma surge o estado de tensão complexo devido à ação conjunta das tensões normais e tangenciais, o que pode provocar a perda da estabilidade local da alma.

Segundo já foi assinalado, a verificação da estabilidade da alma é indispensável, se $h_0/\delta > 110\sqrt{21/R}$. Neste caso a alma deve ser reforçada por nervuras de reforço transversais, dispostas em pares, em toda a sua altura.

Quando $h_0/\delta > 160\sqrt{21/R}$ as almas das vigas altas e finas convém reforçar além de nervuras transversais, também, com um par de nervuras longitudinais, colocadas na zona comprimida da alma (ver a fig. VI.42).

Para verificar a estabilidade da viga da alma, esta última divide-se em setores (retângulos) que se formam entre os banzos da viga e as nervuras de reforço (ver a fig. VI.25, *c*). Alterando a distância entre as nervuras de reforço podemos obter uma relação dos lados do setor que torna a alma da viga bastante estável.

Depois de traçar a disposição preliminar das nervuras de reforço, adotando as distâncias entre elas possivelmente maiores, verifi-

camos a estabilidade da alma no caso de ação conjunta das tensões normais e tangenciais. Graças às pesquisas de S. P. Timochenko, P. F. Papkovitch e mais tarde de B. M. Broude foi determinado que a estabilidade da alma é garantida desde que seja cumprida a condição

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_{cr})^2+(\tau/\tau_{cr})^2}\leqslant 1, \qquad \text{(VI.63)}$$

sendo σ e τ as tensões nominais na alma da viga;

σ_{cr} e τ_{cr}, valores críticos das tensões normais e tangenciais (em kN/cm²) no caso da sua ação em separado; estas tensões são [ver as fórmulas (VI.61) e (VI.57)]:

$$\sigma_{cr}=k_0\left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2; \quad \tau_{cr}=\left(12{,}5+\frac{9{,}5}{\mu^2}\right)\left(\frac{100\delta}{d}\right)^2.$$

A tensão nominal σ calcula-se na base da seção total sem a introdução do coeficiente φ_v e de acordo com as normas determina-se pelo valor médio do momento de flexão nos limites do setor, se o comprimento deste último não ultrapassa a altura da viga; no caso contrário σ calcula-se na base do valor médio do momento para o local em que a tensão é máxima e cujo comprimento é igual à altura do setor. A tensão tangencial média na alma calcula-se pela fórmula (em kN/cm²)

$$\tau=\frac{Q}{h_{al}\delta}, \qquad \text{(VI.64)}$$

onde Q é o valor médio da força transversal nos limites do setor; h_{al} é a altura total da alma.

Se nos limites do setor em questão tem lugar a alteração da seção da viga, a verificação da estabilidade da alma para este local realiza-se na base das tensões calculadas para a seção menor.

Se as cargas concentradas estão situadas nos locais não reforçados por nervuras de reforço, a estabilidade da alma deve ser verificada pela fórmula (VI.84); neste caso a tensão local σ_1 determina-se pela fórmula (VI.13) em conformidade com a fig. VI.6, *b*.

Exemplo VI.9. Verificar a estabilidade da alma de uma viga soldada que já foi calculada nos exemplos VI.5 e VI.7 e distribuir as nervuras de reforço. O vão da viga é $l = 12$ m, a carga $q = 211{,}3$ kN está distribuída uniformemente. A seção escolhida (diminuída) da viga consiste da alma 1460×10 e dos banzos 300×20 mm. No local de alteração da seção da viga atuam: $M_1 = 2113$ kN·m e $Q = 845$ kN.

Solução. Verificamos se é necessária a instalação das nervuras de reforço: $h_0/\delta = 146/1 = 146 > 70$, isto é, a instalação das nervuras de reforço é indispensável; uma vez que $h_0/\delta > 110$ é também indispensável verificar a estabilidade da alma.

Determinamos as tensões nominais normais e tangenciais na alma σ e τ, no local de alteração da seção.

A tensão normal de compressão nos bordos da alma para a seção diminuída da viga vem a ser

$$\sigma=\frac{M_1}{W_1}\cdot\frac{h_{al}}{h}=\frac{211\,300\cdot 146}{12\,200\cdot 150}\ \text{kN/cm}^2=16{,}8\ \text{kN/cm}^2$$

(o valor $W_1 = 12\,200$ cm³ foi adotado de acordo com o exemplo VI.7).

A tensão tangencial média determina-se pela fórmula (VI.64)

$$\tau = \frac{Q}{h_{al}\delta} = \frac{845}{146 \cdot 1} \text{ kN/cm}^2 = 5{,}8 \text{ kN/cm}^2.$$

Determinamos a tensão crítica normal; para isso é preciso determinar do antemão o coeficiente de encastramento da alma γ pela fórmula (VI.62)

$$\gamma = c \frac{b_b}{h_0} \left(\frac{\delta_b}{\delta}\right)^3 = \frac{0{,}8 \cdot 30}{146} \left(\frac{2}{1}\right)^3 = 1{,}31.$$

e pela tabela VI.10 determinamos o coeficiente $k_0 = 67{,}4$; pela fórmula (VI.61) determinamos a tensão crítica normal

$$\sigma_0 = k_0 \left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2 = 67{,}4 \left(\frac{100 \cdot 1}{146}\right)^2 \text{ kN/cm}^2 = 31{,}6 \text{ kN/cm}^2.$$

Adotamos a distância máxima entre as nervuras de reforço $a = 2h = 2 \cdot 150 = 300$ cm, isto é, adotamos $\mu = a/h_0 = 3/1{,}46 = 2{,}05$.

Pela fórmula (VI.57) determinamos a tensão tangencial crítica

$$\tau_{cr} = \left(12{,}5 + \frac{9{,}5}{(2{,}05)^2}\right)\left(\frac{100 \cdot 1}{146}\right)^2 \text{ kN/cm}^2 = 6{,}95 \text{ kN/cm}^2.$$

Pela fórmula (VI.63) verificamos a estabilidade da alma

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2} = \sqrt{\left(\frac{16{,}8}{31{,}6}\right)^2 + \left(\frac{5{,}8}{6{,}95}\right)^2} = 0{,}97 < 1.$$

Logo, a colocação das nervuras de 3 em 3 metros satisfaz a condição de estabilidade da alma.

3. Estrutura das nervuras de reforço

Nas vigas soldadas as nervuras de reforço fazem-se das tiras com a largura b_n, determinada pela fórmula empírica

$$b_n \geqslant h/30 + 40 \text{ mm}, \qquad \text{(VI.65)}$$

onde h é a altura da alma, mm.

Nas vigas rebitadas as nervuras são feitas das cantoneiras, sendo que a largura da aba saliente destas cantoneiras determina-se pela mesma fórmula (VI.65). A espessura das nervuras não pode ser inferior a $1/15h_n$. Todas as nervuras são projetadas simetricamente em relação ao eixo da viga e dispostas uma em frente a outra. As nervuras (exceto as que servem na qualidade de apoios) são fixadas na alma com as juntas soldadas contínuas de espessura mínima ($h_j = 4 - 5$ mm). Ambas as extremidades das nervuras são cortadas (fig. VI.27, *a*); as dimensões dos catetos do corte são 20—30 mm (a largura e a altura). As nervuras devem atingir obrigatoriamente as cantoneiras que servem na qualidade de banzos da viga, ou mais exatamente, o local de arredondamento entre as abas das cantoneiras (fig. VI.27, *b*). Para isso entre as cantoneiras utilizadas como nervuras de reforço e a alma da viga coloca-se uma guarnição, cuja espessura é igual à espessura das cantoneiras que servem como banzos da viga. O número de rebites utilizado para fixar as cantonei-

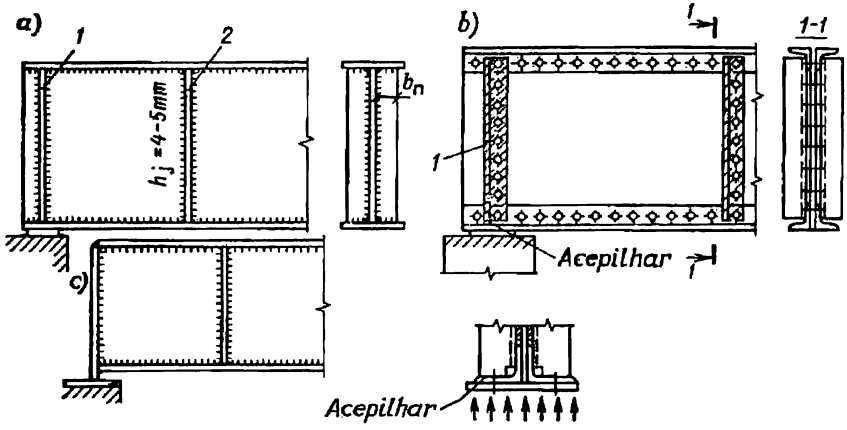


Fig. VI.27. Estrutura das nervuras de rigidez (ou de reforço)
1—nervura de apoio; *2*—nervura de rigidez

ras—nervuras é mínimo e o passo da rebitagem aproxima-se de 12 *d*.

No local de contato entre a viga e o apoio existe a reação de apoio distribuída num setor relativamente pequeno da viga. A reação de apoio, como uma força concentrada ativa, transmite-se através das nervuras de apoio bem ajustadas ao banzo inferior da viga (fig. VI.27, *a*, *b*) ou através da chapa soldada na extremidade da viga (fig. VI.27,*c*). Neste caso a extremidade inferior saliente da chapa de apoio sofre a mutilação.

A área da seção da chapa de apoio ou das nervuras de apoio determina-se pela fórmula

$$F = A/R_{\text{mut. ex.}} \qquad \text{(VI.66)}$$

onde A é a reação de apoio nominal; $R_{\text{mut.ex}}$, resistência nominal do aço à mutilação da superfície da extremidade da chapa.

Pela fórmula (VI.66) para as vigas rebitadas determina-se a área da parte saliente das abas das cantoneiras—nervuras; estas últimas devem ser bem ajustadas ao banzo, uma vez que a aba da cantoneira que adere à alma e uma parte da aba saliente são cortadas para não atingir o local de arredondamento da cantoneira utilizada como banzo (fig. VI.27,*b*).

Além disso, as nervuras ou cantoneiras de apoio devem ser verificadas à flexão longitudinal no plano perpendicular ao plano da viga, como montantes solicitados pela reação de apoio. A área da seção deste montante convencional inclui as nervuras de reforço e a faixa da alma, cuja largura de cada lado da nervura é até 15 δ; temos, portanto, uma seção em forma de cruz. Nos cálculos o comprimento nominal l do montante adota-se igual à altura da alma.

A verificação realiza-se pela fórmula

$$\sigma = A/(\varphi F) \leqslant R. \qquad \text{(VI.67)}$$

A fixação das nervuras ou cantoneiras de apoio à alma deve ser calculada ao cisalhamento pela reação de apoio A.

§ 30. JUNTAS E NÓS DE CONJUGAÇÃO DAS VIGAS

1. Juntas

Existem dois tipos de juntas das vigas: juntas fabris e feitas no processo de montagem.

As juntas fabris executadas nas empresas, representam a conjugação de diversos perfis laminados ou chapas que fazem parte da seção, o que se deve ao comprimento insuficiente de peças laminadas. As juntas de diversos perfis (chapas) podem ser dispostas ao longo do comprimento, nos locais mais convenientes sob o ponto de vista de projeção.

As juntas de montagem são as conjugações de diversos elementos da estrutura (elementos fornecidos pela empresa). Uma junta de montagem é especialmente cômoda se todos os elementos laminados são unidos numa só seção da estrutura. Esta junta denomina-se combinada ou universal. O comprimento de um elemento fornecido pela empresa que deve ser transportado numa plataforma ferroviária de dois eixos com a capacidade de carga de 20 toneladas não deve ser superior a 9,1 metros; quando este elemento é transportado numa plataforma de quatro eixos com a capacidade de carga de 50—60 toneladas, o seu comprimento pode ser elevado até 13 metros. As estruturas podem ser transportadas também em duas plataformas ligadas. Neste caso o comprimento dos elementos pode atingir 19 e 27 metros, respectivamente.

As juntas de montagem são muito mais caras do que as juntas fabris, por isso o seu número deve ser reduzido ao mínimo. É preciso fazer com que o coeficiente de utilização dos transportes ferroviários, igual à relação do peso da carga transportada à capacidade de carga das plataformas, seja possivelmente mais próximo de 1.

Sistemas de juntas soldadas. A fig. VI.28 mostra as juntas de uma viga soldada composta. A fig. VI.28, *a* mostra uma junta fabril; aí as juntas dos elementos do banzo e da alma não coincidem. Na fig. VI.28, *b* temos uma junta de montagem. A junta direta da alma, utilizada neste caso, pode ser feita por meio da soldagem manual e métodos habituais de controle da soldagem na seção da viga em que a tensão no ponto C da costura (fig. VI.28, *a*) não ultrapassa a resistência nominal da junta à tração. A junta direta da alma pode ser executada também (fig. VI.28, *a* e *b*) no local do momento máximo, desde que sejam aplicados os eletródios com o índice A (Э42А, Э50А) que garantem o trabalho plástico nos locais de sobre-tensões

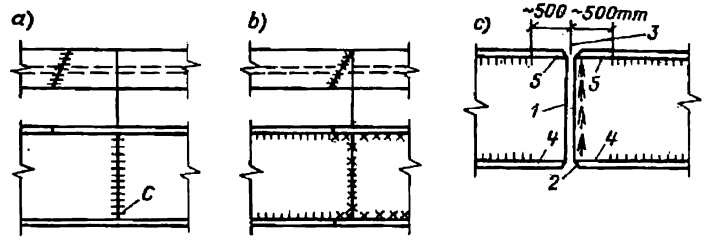


Fig. VI.28. Juntas das vigas soldadas

da costura vertical que aderem aos banzos da viga. O reforço destes locais com placas rombiformes é inconveniente, pois devido ao desenvolvimento de grandes tensões de contração, que surgem no processo de soldagem, as condições de trabalho deste local da junta pioram.

Na fabricação de uma viga tem uma grande importância a ordem em que se executa a soldagem. Em primeiro lugar é preciso unir os elementos que têm juntas transversais e soldá-los em separado (ou seja, juntas das chapas utilizadas na qualidade de banzos das vigas, juntas da alma, juntas das nervuras de reforço), pois as juntas transversais são especialmente suscetíveis à contração. Depois da montagem da viga devem ser executadas as juntas longitudinais dos banzos. No caso da soldagem automática as nervuras de reforço devem ser instaladas depois da colocação das juntas dos banzos, pois elas impedem a passagem da cabeça de soldagem. Na fig. VI.28, *c* os números *1*—*5* mostram a ordem em que deve ser executada a soldagem de uma junta de montagem. Em primeiro lugar são soldadas as juntas transversais; para que a contração das juntas *2* e *3* que depende da possível deformação das chapas utilizadas como banzos seja livre, uma parte das juntas dos banzos (cerca de 500 mm de cada lado da junta) ficam sem a soldagem. Em último lugar devem ser soldadas as juntas longitudinais nos setores *4* e *5*; a sua contração longitudinal é insignificante.

Cálculo das juntas soldadas. A junta de cada elemento que faz parte da seção de uma viga deve ser calculada separadamente, sendo que o momento de flexão distribui-se entre os elementos da viga proporcionalmente aos seus momentos de inércia; o momento que corresponde à alma da viga pode ser calculado pela fórmula

$$M_{al} = M_v \frac{J_{al}}{J_v}, \qquad \text{(VI.68)}$$

onde M_v é o momento nominal total na junta da viga;
J_{al}, momento de inércia da alma da viga;
J_v, momento de inércia total de toda a viga.

A força transversal Q que atua na junta transmite-se integralmente para a alma. A resistência da junta da alma (uma costura soldada

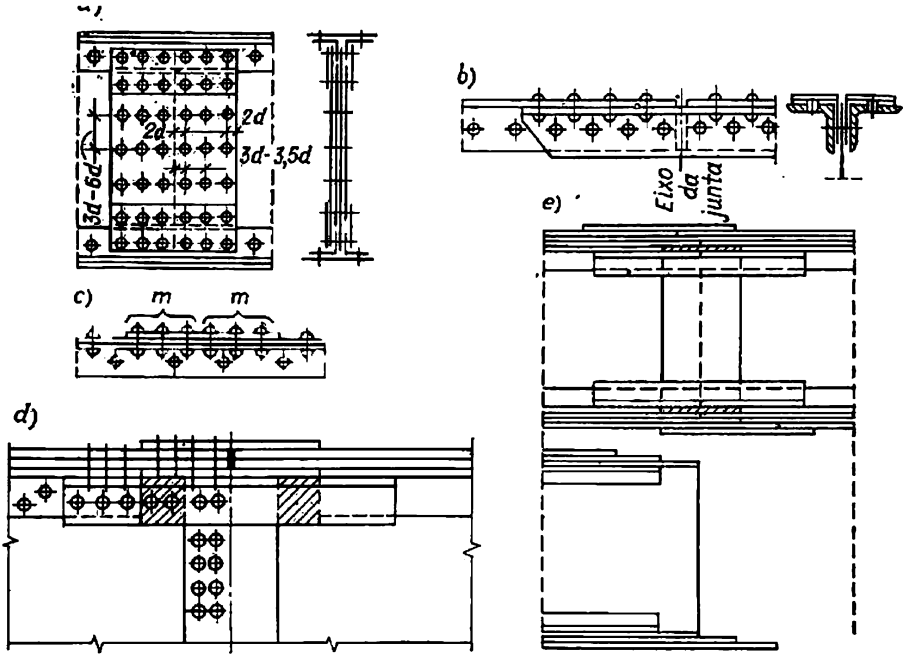


Fig. VI.29. Juntas das vigas rebitadas

a tope, fig. VI.28,*a*) verifica-se com a ajuda de fórmulas de flexão comuns.

O esforço na junta do banzo determina-se pela fórmula

$$N_b = (M_v - M_{al})/h. \qquad \text{(VI.69)}$$

O cálculo da junta da viga mostrada na fig. VI.28,*c* realiza-se como o cálculo de uma seção inteira, composta de uma junta soldada a tope. Nesta seção a tensão nominal de tração máxima não deve ser superior a R_t^{sol}.

Sistemas de juntas rebitadas. Na fig. VI. 29, *a* temos a junta fabril da alma de uma viga rebitada; placas de reforço que têm a mesma altura que a alma, recobrem a junta de ambos os lados. As figuras VI.29, *b* e *c* mostram as juntas fabris das cantoneiras utilizadas como banzos da viga e da chapa que cobre o banzo. A regra básica de elaboração de uma junta é que ela deve ser recoberta com um elemento sobreposto, cuja área da seção não deve ser inferior à área do elemento ligado por meio desta junta. A fig. VI.29, *d* dá um exemplo da junta de montagem de uma viga. A fig. VI.29, *e* mostra a junta escalonada de chapas horizontais que se utiliza quando se trata de pacotes que incluem muitas chapas.

Para não aumentar o peso dos elementos da junta, o passo da rebitagem na junta deve ser mínimo (3—3,5 *d*). Se os orifícios de montagem são abertos com um calibre de perfuração, o passo da rebita-

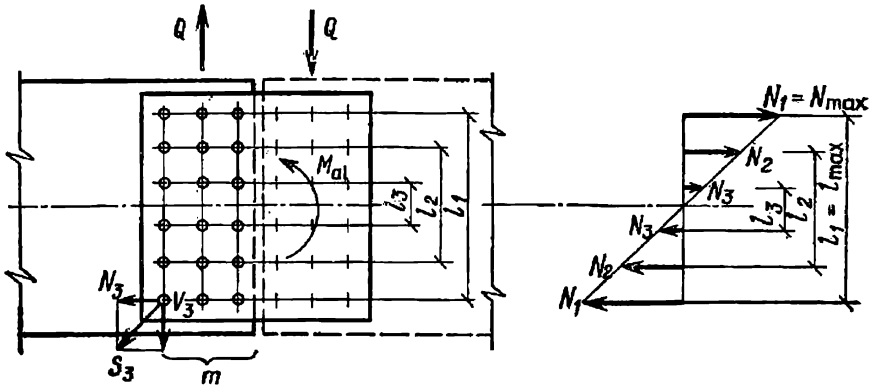


Fig. VI.30. Cálculo da junta da alma à flexão

gem deve ser múltiplo do módulo estabelecido pela empresa (30, 40 ou 50 mm). É recomendável que o passo da rebitagem máximo dos rebites instalados no banzo fora da junta também seja múltiplo do módulo.

Em alguns casos as juntas de montagem das vigas rebitadas podem ser executadas na base de rebites ou parafusos de alta resistência com a ajuda de placas de ligação, colocadas de ambos os lados. É preciso ter em conta que os orifícios abertos para os rebites ou parafusos enfraquecem a seção da viga.

Cálculo das juntas rebitadas. A junta rebitada de cada elemento deve ser calculada separadamente. O número de rebites necessário para recobrir as juntas das chapas horizontais e das cantoneiras utilizadas na qualidade de banzos da viga, determina-se pela área do elemento, partindo da suposição de que ele se utiliza na íntegra no trabalho de compressão ou de tração

$$n = N/[N]^{\text{rcb}} \qquad \text{(VI.70)}$$

onde n é o número de rebites na placa de ligação (de um só lado da junta); N, esforço nominal determinado na base da área da seção do elemento.

O cálculo da junta rebitada, submetida à flexão e situada na alma da viga, realiza-se na base da suposição de que o momento exterior que corresponde à alma é equilibrado pela soma de pares internos, formados pelos esforços que atuam nas fileiras horizontais de rebites situados na placa que cobre a junta e braços, situados simetricamente em relação ao eixo neutro (fig. VI.30):

$$M_{al} = \Sigma N_i l_i = N_1 l_1 + N_2 l_2 + N_3 l_3 + \ldots$$

Uma vez que todos os esforços N_1 podem ser expressos através do esforço máximo N_1, ou seja:

$$N_2 = N \frac{l_2}{l_1}; \quad N_3 = N_1 \frac{l_3}{l_1},$$

etc., teremos

$$N_{al} = \frac{N_1}{l_1}(l_1^2 + l_2^2 + l_3^2 + \ldots).$$

Logo o esforço máximo que atua na fileira extrema de rebites que é a mais carregada, vem a ser:

$$N_{max} = \frac{N_{al} l_{max}}{\Sigma l_i^2}. \qquad \text{(VI.71)}$$

Um rebite será solicitado pelo esforço horizontal

$$N_{reb} = N_{max}/m,$$

sendo m o número de fileiras verticais de rebites na placa de ligação situada de um só lado da junta.

Além do momento na junta pode atuar também a força transversal; considera-se que ela está distribuída regularmente entre todos os rebites situados na placa de ligação de um lado da junta. Então um rebite extremo será solicitado pela força vertical

$$V_{reb} = Q/n, \qquad \text{(VI.72)}$$

onde n é o número de rebites numa placa de ligação.

O esforço resultante correspondente a um rebite extremo, vem a ser:

$$S_{reb} = \sqrt{N_{reb}^2 + V_{reb}^2} = \sqrt{\left(\frac{M_{al} l_{max}}{m\Sigma l_i^2}\right) + \left(\frac{Q}{n}\right)^2} \leqslant [N]^{reb}, \qquad \text{(VI.73)}$$

onde $[N]^{reb}$ é o esforço admissível correspondente a um só rebite.

As juntas na base de parafusos altamente resistentes são calculadas da mesma forma sendo $[N]^{reb}$ substituído por $[N]^{par}$.

Exemplo VI.10. Calcular a junta da viga escolhida no exemplo VI.6; a junta está situada no meio do vão. Dados: $l = 12$ m, $q = 211{,}3$ kN/m; $M_{max} = 3800$ kN·m; a força transversal no meio do vão $Q = 0$. A seção da viga é composta de uma chapa vertical (a alma) 1490 × 10 mm, cantoneiras 140 × 12 utilizados nos banzos, a área da sua seção transversal é $F_{cant} = 32{,}5$ cm²; chapas horizontais 340 × 18 mm, cuja área é $F = 61{,}2$ cm².

Solução. Escolhemos a estrutura da junta de acordo com a fig. VI.31 e adotamos o diâmetro do rebite $d = 23$ mm.

A chapa horizontal está recoberta com duas placas de ligação: uma delas está situada em cima e outra em baixo, na folga entre as cantoneiras e a chapa horizontal. A espessura de cada placa de ligação escolhemos igual à espessura das cantoneiras dos banzos, ou seja, $\delta = 12$ mm; portanto, a espessura total é 24 mm, o que supera a espessura da chapa horizontal $\delta = 18$ mm.

Determinamos o número de rebites necessário para o recobrimento da junta das chapas horizontais.

O esforço que uma chapa horizontal pode agüentar é

$$N = F_{liq} R = (61{,}2 - 2 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}8)\, 21 = 1110 \text{ kN}.$$

O esforço admissível que um só rebite submetido à mutilação pode agüentar, sendo a sua espessura 18 mm e os orifícios abertos por meio da perfuração é

$$[N]^{reb}_{mut} = d\delta R^{reb}_{mut} = 2{,}3 \cdot 1{,}8 \cdot 42 = 174 \text{ kN};$$

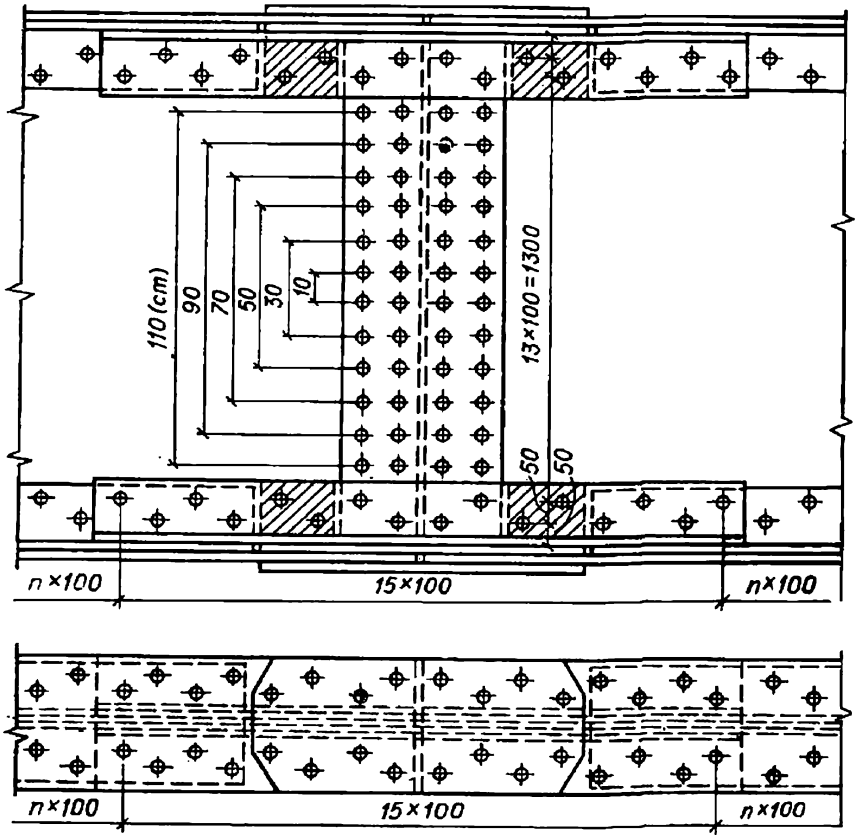


Fig. VI.31. Exemplo VI.10

na base da condição de resistência ao cisalhamento duplo

$$[N]_{cis}^{reb} = n_{cis} \frac{\pi d^2}{4} R_{cis}^{reb} = 2 \frac{3{,}14 \cdot 2{,}3^2}{4} 18 = 149{,}4 \text{ kN}.$$

Portanto o número necessário de rebites numa só placa de ligação é

$$n = \frac{N}{[N]_{cis}^{reb}} = \frac{1110}{149{,}4} \approx 8 \text{ rebites}.$$

Distribuimos os rebites em xadrez.

Determinamos o número de rebites necessário para recobrir a junta da cantoneira. O esforço que uma cantoneira pode agüentar é (ver a fig. VI.18, *a* e a fig. VI.19),

$$N = F_{liq} R \frac{2a}{h} = (32{,}5 - 2 \cdot 2{,}3 \cdot 1{,}2)\, 21\, \frac{2 \cdot 71{,}1}{2 \cdot 76{,}8} = 526 \text{ kN}.$$

O esforço que um rebite (d = 23 mm) pode agüentar quando submetido ao cisalhamento num plano só é

$$[N]_{cis}^{reb} = \frac{\pi d^2}{4} R_{cis}^{reb} = \frac{3{,}14 \cdot 2{,}3^2}{4} 18 = 74{,}7 \text{ kN}.$$

O número necessário de rebites numa cantoneira só será

$$n = \frac{N}{[N]^{reb}_{cis}} = \frac{526}{74{,}7} = 7{,}1 \text{ rebites.}$$

Adotamos 8 rebites e distribuimo-los nas abas horizontal e vertical da cantoneira.

Calculamos os rebites que ligam as cobrejuntas à alma. Adotamos a espessura das cobrejuntas $\delta = 12$ mm, pois em caso contrário seria impossível fixar a cantoneira. Traçamos duas fileiras verticais de rebites, isto é, $m = 2$ (somente nas vigas especialmente potentes é que se pode admitir mais de duas fileiras de rebites numa cobrejunta).

Adotamos a distribuição vertical de rebites, segundo está mostrado na fig. VI.31.

A alma da viga está solicitada pelo momento

$$M_{al} = M_v \frac{J_{al}}{J_v} = \frac{3\,800 \cdot 276\,000}{1\,642\,000} \text{ kN·m} = 638 \text{ kN·m.}$$

Determinamos o esforço horizontal máximo que cabe a um só rebite da fileira extrema:

$$N_{max} = \frac{M_{al} l_{max}}{m \sum l_i^2} = \frac{63\,800 \cdot 130}{2 \cdot 45\,500} = 91 \text{ kN,}$$

onde $l_{max} = 130$ cm;

$$\sum l_i^2 = 10^2 (1 + 3^2 + 5^2 + 7^2 + 9^2 + 11^2 + 13^2) = 45\,500 \text{ cm}^2.$$

O esforço a que um só rebite pode resistir quando submetido à mutilação é

$$[N]^{reb}_{mut} = d\delta R^{reb}_{mut} = 2{,}3 \cdot 1{,}2 \cdot 42 = 116 \text{ kN.}$$

Uma vez que $Q = 0$, então $S_{reb} = 91$ kN < 116 kN.

Portanto, duas fileiras verticais de rebites numa só cobrejunta bastam.

2. Grupos de conjugações

Sob o ponto de vista de projeção existem dois tipos de conjugações de vigas com os pilares: apoio na parte superior do pilar e adjacência lateral (articulada ou rígida). A adjacência lateral pode ter a forma de acoplamento por flanges ou de apoio num suporte especial. A conjugação articulada transmite somente a reação de apoio, enquanto a conjugação rígida além da reação de apoio transmite também o momento de apoio.

A fig. VI.32 dá os exemplos de apoio das vigas nos pilares. Normalmente, quando se trata das vigas com o vão inferior a 25—30 metros, a pressão de apoio transmite-se sobre o pilar através de uma almofada plana (uma placa). Na fig. VI.32, *a* vemos as nervuras de apoio (pranchetas de apoio) colocadas nas extremidades das vigas; estas placas descem uns 10—15 mm abaixo do banzo inferior da viga. As extremidades fresadas (acepilhadas) destas pranchetas fazem com que a pressão de apoio seja transmitida para o centro do pilar. O banzo inferior das vigas não está em contato com o pilar, mas está ligado a ele por meio de parafusos. Na fig. VI.32, *b*, ao contrário, as nervuras de reforço fazem com que a pressão de apoio seja trans-

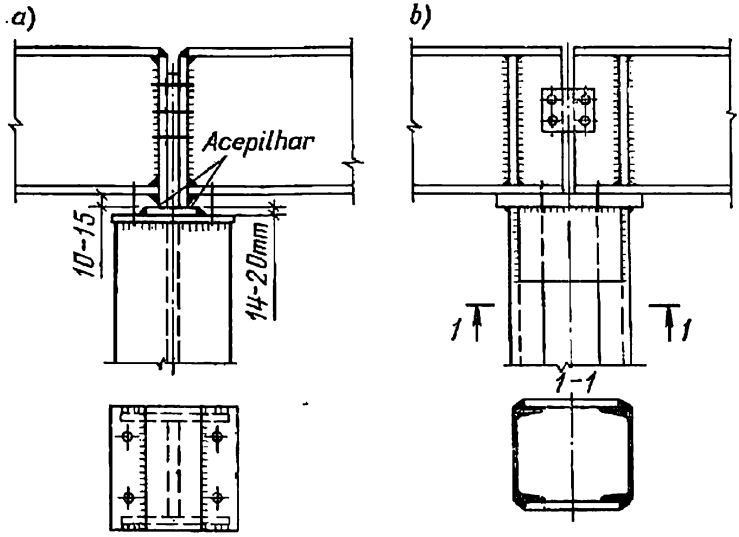


Fig. VI.32. Vigas apoiadas nos topes dos pilares

mitida através da almofada de apoio para as abas do pilar (composto de ferros em U). A espessura da almofada de apoio adota-se normalmente igual a 16—20 mm (desde que a placa não seja submetida à flexão).

Na fig. VI.33, *a* temos a adjacência lateral articulada da viga ao pilar (por meio de flanges e parafusos). Nesta fixação os parafusos devem ser calculados ao cisalhamento causado pela reação de apoio A, aumentada em 20%. Esta adjacência é articulada devido à cedência de toda a conjugação (dobradura das abas das cantoneiras, cedência das porcas, etc.).

Não se deve utilizar a conjugação mostrada na fig. VI.33, *c*. Esta conjugação é considerada articulada uma vez que a reação de apoio transmite apenas da alma da viga. Mas na realidade esta é uma conjugação rígida. Enquanto na conjugação mostrada na fig. VI.33, *a* existem as cantoneiras que garantem a cedência da conjugação e o giro da viga no caso da sua flexão, na conjugação mostrada na fig. VI.33, *c* este giro não existe. Evidentemente, nas juntas soldadas da conjugação (nos pontos C) surgem sobretensões inadmissíveis. Para que a conjugação seja rígida é preciso ligar firmemente os banzos da viga à estrutura de apoio. A fig. VI.33, *b* mostra o exemplo de uma conjugação rígida executada separadamente para os banzos superior e inferior da viga com o fim de fazer no processo de montagem juntas soldadas nos banzos.

As conjugações mostradas na fig. VI.33 podem ser utilizadas somente no caso de cargas estáticas, pois têm fendas em torno das quais concentram-se as tensões que são perigosas no caso de uma carga dinâmica.

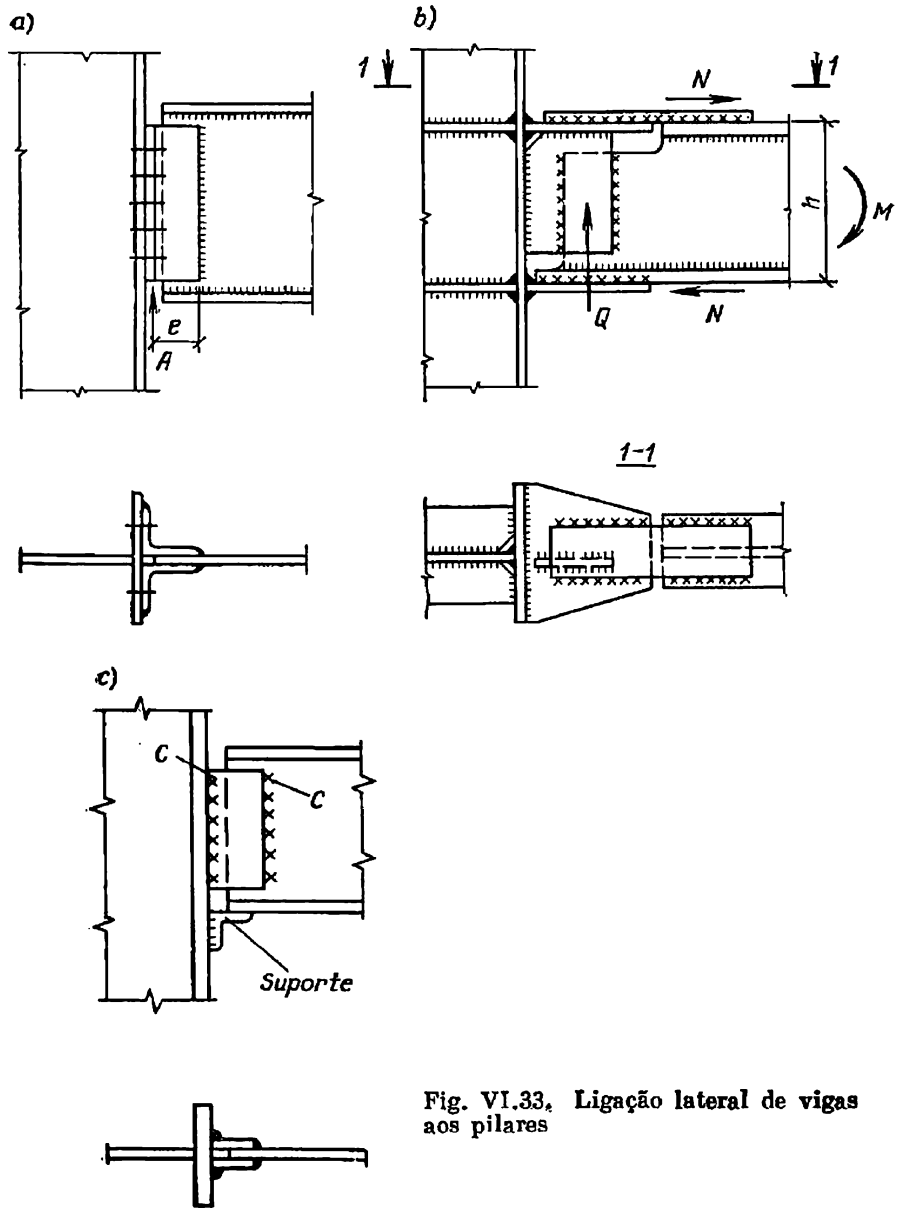


Fig. VI.33. Ligação lateral de vigas aos pilares

A fig. VI.34, *a* mostra a adjacência articulada lateral da viga ao pilar, executada com a ajuda de um suporte; o suporte é feito de uma cantoneira com abas desiguais, o que se consegue mediante o corte de uma parte da aba. Este suporte agüenta toda a pressão de apoio da viga A, transmitida para o pilar através de costuras. No entanto, o comprimento da junta l_j, situada de um lado do suporte, determina-se normalmente na base do esforço igual a 2/3 A, devido à possi-

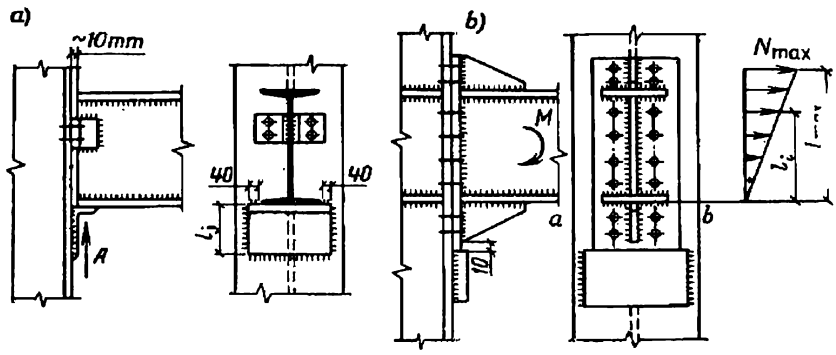


Fig. VI.34. Ligação lateral de vigas aos pilares com a ajuda de um suporte

bilidade de sobrecarga de um dos lados do suporte por causa da imprecisão no processo de fabricação. As cantoneiras soldadas à alma da viga são elementos de construção; cada um deles é fixado ao pilar com dois parafusos.

Os suportes são feitos freqüentemente de chapas grossas (δ = = 25—30 mm). Na fig. VI.34, *b* está mostrada a conjugação rígida da viga ao pilar com a ajuda de um suporte e um flange feito de chapa grossa. Esta conjugação pode agüentar não somente a pressão de apoio, transmitida para o suporte, mas também o momento que se transmite dos banzos da viga para a placa de apoio (o flange), fixada ao pilar por meio de parafusos. O eixo de viragem elástica do nó (a linha neutra), segundo mostram as pesquisas, passa aproxima-

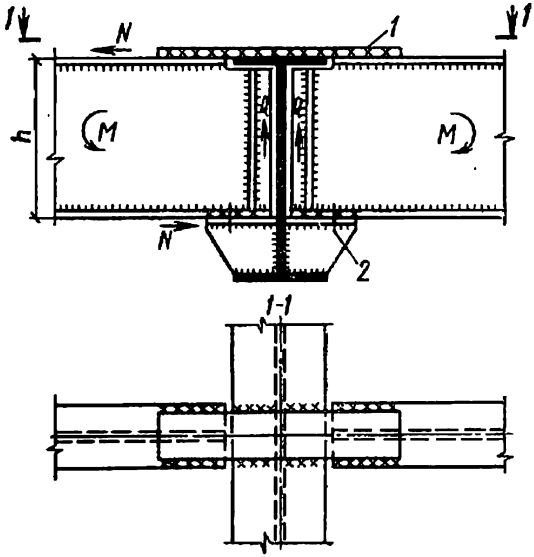


Fig. VI.35. Conjugação rígida de vigas soldadas
1—placa; *2*—parafuso de montagem

damente ao nível do banzo inferior da viga. O esforço máximo nos dois parafusos superiores, situados na mesma linha horizontal e submetidos à tração, determina-se pela fórmula (VI.71) (fig. VI.34, *b*).

A aresta inferior da placa de apoio, que sobressai 10 mm, deve ser acepilhada da mesma forma que a aresta superior do suporte. Para transmitir toda a pressão de apoio para o suporte o diâmetro dos orifícios na placa deve ser 2—3 mm superior ao diâmetro dos parafusos; desta forma impede-se o trabalho dos parafusos ao cisalhamento. Tendo em conta que a placa de apoio trabalha não somente à compressão, mas também à flexão, a sua espessura deve ser bastante grande (cerca de 16—20 mm).

A fig. VI.35 mostra o exemplo de conjugação rígida das vigas soldadas auxiliares à viga básica. Neste caso o momento de apoio transmite-se pelo banzo superior através da prancheta (1), calculada para agüentar o esforço total $N = M/h$; no banzo inferior o momento transmite-se através do suporte.

§ 31. VIGA PORTA-GUINDASTE

1. Estrutura das vigas porta-guindaste

As vigas porta-guindaste são estruturas pelas quais se locomovem os guindastes de ponte (ou pontes rolantes) destinados para as oficinas, depósitos, etc. Normalmente as vigas de guindastes são apoiadas por pilares. As pontes rolantes deslocam-se pelos trilhos instalados no banzo superior da viga.

As vigas porta-guindaste podem ser contínuas (de seções independentes ou não) ou, mais raramente, treliçadas (ou seja, em vez de vigas como apoios de guindastes utilizam-se armações).

São seguintes as particularidades básicas do trabalho das vigas porta-guindaste: 1) existência de uma carga vertical móvel causada pelo guindaste, que exerce influência dinâmica sobre a viga; 2) existência de pressões concentradas relativamente grandes causadas pelas rodas do guindaste; estes esforços se transmitem através das junções dos banzos (juntas soldadas ou rebites) para a alma da viga, provocando a sua mutilação; 3) existência de forças laterais transversais de frenagem que provocam a flexão do banzo superior da viga no plano horizontal.

Um guindaste de ponte é composto de duas vigas (ou armações) principais pelos quais se desloca o carrinho rodante com o dispositivo de içar a carga (fig. VI.36). A carga, assim como a próprio peso do guindaste e do carrinho, transmitem-se para as vigas porta-guindaste através das rodas do guindaste. A pressão exercida pelas rodas do guindaste pode ser máxima ou mínima de acordo com a posição do carrinho rodante. A pressão normativa máxima (de exploração) das rodas do guindaste P_{max}, assim como a disposição das rodas, estão indicadas nas instruções de uso dos guindastes. A fim

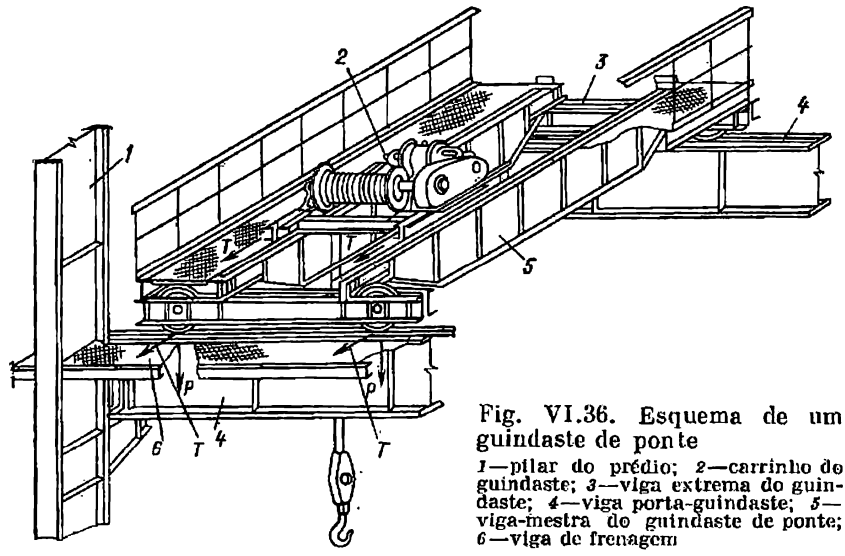


Fig. VI.36. Esquema de um guindaste de ponte
1—pilar do prédio; *2*—carrinho do guindaste; *3*—viga extrema do guindaste; *4*—viga porta-guindaste; *5*—viga-mestra do guindaste de ponte; *6*—viga de frenagem

de obter as pressões nominais, as cargas normativas devem ser multiplicadas pelo coeficiente de sobrecarga para os guindastes $n = 1{,}2$. Além disso, devido à possibilidade de alterações bruscas da velocidade de elevação das cargas, irregularidades nos trilhos do guindaste e outras causas, a carga do guindaste multiplica-se pelo coeficiente de dinamicidade igual a 1,1. Portanto, a carga nominal causada pela pressão das rodas do guindaste deve ser adotada $P = 1{,}1 \cdot 1{,}2\ P_{max}$.

Quanto ao carácter do trabalho, existem os guindastes destinados para o regime de trabalho leve, médio, pesado e extremamente pesado[1]. A categoria de guindastes de regime de trabalho leve devem ser atribuídos os guindastes pouco utilizados, por exemplo, os que trabalham somente no processo de montagem do equipamento. Aos guindastes de regime médio de trabalho devem ser atribuídos os guindastes das oficinas mecânicas e de montagem com a duração relativa do tempo de trabalho de 15 a 40%. O regime de trabalho pesado e muito pesado (ou especial) caracteriza-se pela duração relativa do tempo de trabalho de 40 a 60 e até 80%, sendo muito grande o coeficiente da sua utilização relativo ao volume de cargas levantadas e tempo de trabalho.

As forças horizontais transversais de frenagem surgem devido ao enfreamento do carrinho rolante. Em conseqüência disso à ponte do guindaste é transmitida a força transversal de frenagem T_0, determi-

[1] Regras de organização e de segurança da exploração dos guindastes, aprovadas pelo Serviço Estatal de Fiscalização da URSS. M., «Metalurgia», 1972.

nada pela fórmula

$$T_0 = \frac{1}{10}(Q+q)\frac{2}{4} = \frac{Q+q}{20}, \qquad \text{(VI.74)}$$

onde Q é capacidade de carga do guindaste, toneladas;
q, peso do carrinho rolante adotado de acordo com os padrões estabelecidos para os guindastes; se estes dados não existem pode-se admitir $q = 0{,}3\,Q$;
1/10, coeficiente de atrito;
2/4, fração cujo numerador indica o número de rodas de frenagem e denominador o número total de rodas do carrinho rolante (uma vez que a força de atrito surge somente debaixo das rodas do carrinho em que foram instalados os freios).

A força de frenagem T_0 transmite-se para uma das vigas porta-guindaste e distribui-se em partes iguais entre as rodas do guindaste. As forças nominais de frenagem, assim como as forças verticais de pressão das rodas, são calculadas mediante a multiplicação pelos mesmos coeficientes de sobrecarga.

Nos prédios em que estão instalados os guindastes com o regime de trabalho pesado e muito pesado, no cálculo das vigas e das suas fixações em vez da força de frenagem T_0 deve ser levada em consideração a força lateral T_1, provocada pela entortadura dos guindastes, falta de paralelismo das vigas porta-guindaste, etc.: $T_1 = 0{,}1\,P_{carga}$. Esta carga deve ser orientada para dentro e para fora do vão do guindaste.

As forças horizontais de frenagem aplicadas à cabeça do trilho provocam a torção do banzo superior, o que se agrava ainda mais pois a transmissão da carga vertical do trilho para a viga nem sempre segue rigorosamente o eixo. Pode-se considerar que esta excentricidade convencional é igual a 1,5 cm. Isto se deve levar em consideração nos cálculos e na projeção do banzo superior da viga.

Na projeção das vigas para os guindastes com o regime de trabalho pesado e extremamente pesado deve-se levar em consideração o coeficiente correspondente às condições de trabalho $m = 0{,}9$.

Ao calcular as vigas porta-guindaste solicitadas por dois ou quatro guindastes, as cargas devem ser multiplicadas pelo coeficiente de combinação n_c, indicado na tabela VI.11.

Tabela VI.11

Coeficiente de combinação de guindastes n_c

Regime dos guindastes	Dois guindastes trabalhando	Quatro guindastes trabalhando
Leve e médio	0,85	0,7
Pesado e muito pesado	0,95	0,8

2. Vigas porta-guindaste maciças

Tipos das seções

As vigas porta-guindaste com o vão superior a 6 metros, sendo a capacidade de carga dos guindastes relativamente pequena (até 3—5 toneladas), são projetadas normalmente de ferro em T duplo, reforçado por chapas ou cantoneiras (fig. VI.37, *a* e *b*). As vigas com o vão de 6 metros para os guindastes de regime leve e médio de trabalho com a capacidade de carga até 5—30 toneladas, são, via de regra, compostas de uma seção assimétrica maciça (fig. VI.37, *c*) com o banzo superior desenvolvido para agüentar as forças de frenagem transversal; se existem peças laminadas adequadas, as vigas deste tipo fazem-se de ferro em *T* duplo laminado com banzos largos. Nos demais casos para agüentar as forças de frenagem transversal fazem-se estruturas horizontais especiais de frenagem, ou seja, vigas ou armações (fig. VI.37, *d*).

As vigas porta-guindaste exploradas a céu aberto, nos recintos sem calefação, nas condições de baixas temperaturas, assim como as vigas que trabalham nas condições precárias, sob os guindastes de regime pesado do trabalho, devem ser fabricadas do aço do tipo ВСт3ас ou do aço de liga pobre. Para as vigas destinadas aos guin-

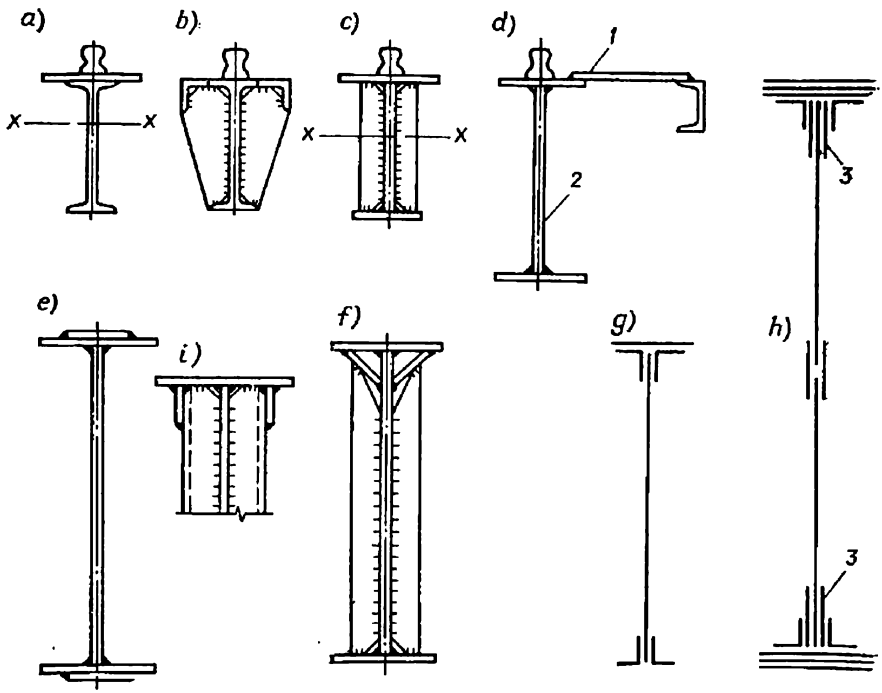


Fig. VI.37. Tipos de vigas porta-guindaste maciças
1—viga de frenagem; *2*—viga porta-guindaste; *3*—lamelas

dastes de regime leve e médio de trabalho pode ser utilizado também o aço ВСт3as.

As vigas soldadas em T duplo devem ser compostas de três chapas procurando-se distribuir economicamente o material entre os banzos e a alma da viga ($\alpha = 0{,}5$ quando a altura da viga é ótima, ver o § 28, item 1); a relação entre a espessura do banzo e da alma deve ser $\delta_b \leqslant (2{,}5 - 3)\delta_{al}$.

Além disso, é recomendável restringir a espessura dos banzos de forma a utilizar totalmente a resistência nominal do seu material (30 mm para o aço 3 e 32 mm para alguns tipos de aços de liga pobre, ver o § 13, item 1). Segundo já foi assinalado a largura do banzo deve corresponder à condição $b \leqslant 30\delta_b \sqrt{21/R}$. Para agüentar o momento de torção aplicado ao banzo superior da viga deve-se estabelecer as nervuras de reforço e fixá-las bem à alma por meio da soldagem. As nervuras de reforço são ao mesmo tempo necessárias para garantir a estabilidade da alma da viga.

Nas vigas de grande vão destinadas para os guindastes pesados utilizam-se como banzos chapas bastante largas, no entanto, as larguras superiores a 0,8—1,0 m não são recomendáveis. Nestes casos podem ser admitidos os banzos em forma de pacote de duas chapas horizontais dispostas simetricamente em relação à alma; a diferença entre as larguras destas chapas não deve ser inferior a 40 mm (fig. VI.37, *e*). Deve-se ter em conta que por causa da contração das juntas a chapa superior do pacote pode encurvar-se um pouco; mais tarde sob a ação da roda do guindaste nas juntas podem surgir fraturas por causa da possível força de empuxo. Por isso, é preciso adotar mínima a largura das juntas (4—6 mm), pois isto provoca deformações pequenas e utilizar na soldagem os eletródios com o índice A, ou, quando da elaboração dos processos tecnológicos da soldagem, deve-se prever o pequeno abaulamento da chapa em direção contrária. Estas mesmas indicações dizem respeito à seção em T duplo reforçada por uma chapa (fig. 37, *a*).

É possível também o desenvolvimento da seção do banzo superior mediante a fixação por meio da soldagem de duas chapas laterais (fig. VI.37, *i*); estas chapas devem ser soldadas também às cantoneiras utilizadas como nervuras de reforço. A resistência deste banzo à torção aumenta. O desenvolvimento da seção do banzo superior mediante à fixação por meio da soldagem de duas chapas inclinadas (fig. VI.37, *f*) em alguns casos resultou inútil.

As vigas rebitadas têm sido utilizadas nas oficinas com o regime de trabalho pesado, onde elas sofrem grandes cargas dinâmicas. Os banzos destas vigas fazem-se normalmente de cantoneiras e de chapas horizontais (fig. VI.37, *g*).

As seções das vigas porta-guindaste destinadas para os guindastes pesados (com a capacidade de carga de 150 toneladas e mais) também são feitas freqüentemente rebitadas, pois a execução de seções potentes dos banzos por meio da soldagem oferece certas dificuldades. A altura destas vigas atinge às vezes 4—5 metros, por isso a

alma vertical deve ser composta em altura de duas chapas ligadas por uma junta longitudinal com uma ou duas fileiras de rebites (fig. VI.37, *h*). O desenvolvimento das almas realiza-se não somente por meio da utilização de chapas horizontais, mas também mediante o emprego de chamadas lamelas, fixadas por meio da rebitagem à alma vertical. As lamelas aumentam a rigidez do banzo superior à torção.

Nos banzos das vigas rebitadas recomenda-se utilizar não mais de três chapas horizontais. Segundo já foi assinalado a área das cantoneiras adota-se não inferior a 30% de toda a área da seção.

Nas oficinas de muitos vãos com guindastes pesados, em que nas fileiras médias dos pilares devem ser instaladas vigas porta-guindaste gêmeas, convém adotar as vigas em forma de caixa.

Particularidades do cálculo das vigas porta-guindaste maciças

Determinação dos esforços nominais. O cálculo das vigas porta-guindaste contínuas realiza-se da mesma forma que o cálculo de vigas contínuas submetidas a uma carga estática, porém, neste caso existem certas particularidades.

Os momentos e as forças transversais nominais causadas pela carga do guindaste podem ser determinados pelas linhas de influência devidas à instalação de dois guindastes gêmeos, ou mediante a construção de diagramas dos momentos e das forças transversais originados pelas cargas dispostas de forma mais desvantajosa. Para determinar o momento de flexão máximo deve-se instalar as cargas de forma que o centro da viga esteja eqüidistante da resultante de todas as cargas e da carga mais próxima, sob a qual atua o momento máximo.

Para determinar a força transversal máxima (reação de apoio) é preciso instalar uma das cargas sobre o apoio, e as demais, possivelmente mais perto deste apoio. Para determinar os esforços causados pela ação das forças verticais e horizontais, ambos os guindastes devem ser instalados na mesma posição.

A ação do próprio peso da estrutura da viga porta-guindaste e da carga temporária na viga de frenagem leva-se em consideração mediante a multiplicação dos valores dos momentos de flexão e das forças transversais devidos aos guindastes (M_g e Q_g) pelos coeficientes β_1 e β_2 indicados na tabela VI.12.

Tabela VI.12

Valores dos coeficientes β_1 e β_2

Vão da viga, m	6	12	18 m e mais
Para M_g	1,03	1,05	1,08
Para Q_g	1,02	1,04	1,07

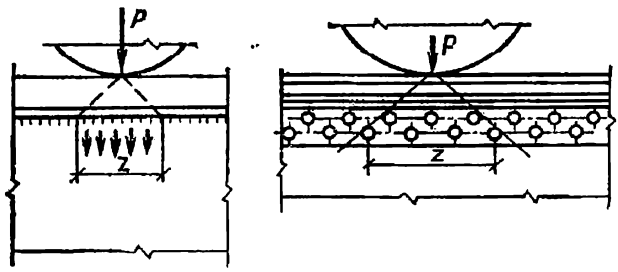


Fig. VI.38. Distribuição da pressão concentrada sobre a alma e junções dos banzos

Escolha das seções. A escolha das seções de uma viga porta-guindaste contínua realiza-se da mesma forma que a escolha das seções das vigas compostas, destinadas a suportar as cargas estáticas, sendo levadas em consideração as seguintes particularidades.

Devido à ação da carga concentrada móvel que transmite a pressão para a alma através do banzo superior nos locais não reforçados por nervuras de reforço, a alma sofre a pressão local (fig. VI.38). A tensão σ_1 causada pela pressão local não deve ultrapassar a resistência nominal

$$\sigma_1 = \frac{n_1 P_1}{\delta z} \leqslant R, \qquad \text{(VI.75)}$$

onde P_1 é a carga nominal concentrada (sem levar em consideração o coeficiente de dinamicidade, mas com o coeficiente de sobrecarga);

n_1, o coeficiente adotado para as vigas porta-guindaste nos prédios em que os guindastes estão submetidos ao regime pesado de trabalho: quando a suspensão dos guindastes é rígida, 1,5; quando a suspensão dos guindastes é flexível, 1,3; para as demais vigas porta-guindaste, 1,1;

δ, espessura da alma;

z, comprimento convencional de distribuição da pressão da carga concentrada (fig. VI.38) determinada pela fórmula

$$z = c \sqrt[3]{\frac{J_b}{\delta}}, \qquad \text{(VI.76)}$$

onde c é coeficiente adotado igual a 3,25 para as vigas soldadas e laminadas e 3,75, para as vigas rebitadas;

J_b, soma dos momentos de inércia do banzo da viga e do trilho do guindaste em relação aos seus próprios eixos; quando o trilho é fixado ao banzo com as costuras que garantem o trabalho conjunto do trilho e da viga, J_b é o momento de inércia comum e do banzo.

A tensão causada pela pressão local σ_1 deve ser levada em consideração quando da escolha da espessura da alma da viga porta-guindaste; além disso deve ser verificada a resistência da alma ao cisalhamento [fórmula (VI.26)].

Levando em consideração as fórmulas (VI.75) e (VI.76) e considerando na primeira aproximação J_b igual ao momento de inércia correspondente apenas ao trilho do guindaste (em cm^4), obtemos

a expressão para a espessura mínima da alma da viga porta-guindaste (em cm):

$$\delta_{\min} \geqslant \frac{n_1 P_1}{3{,}25 Rm} \sqrt{\frac{n_1 P_1}{3{,}25 R J_b m}}, \qquad \text{(VI.77)}$$

onde $P_1 = P_{\text{carga}} n$ é a pressão nominal da roda do guindaste em kN igual ao produto da pressão normativa da roda pelo coeficiente de sobrecarga $n = 1{,}2$; m é o coeficiente das condições de trabalho.

O momento de resistência necessário (W_{tot} para as vigas soldadas e W_{liq}, para as vigas rebitadas) determina-se na base da resistência nominal diminuída em 1,5—2,5 kN/cm², uma vez que no banzo superior da viga que resiste ao mesmo tempo às forças de frenagem horizontais, surgem tensões complementares originadas por estas forças.

Depois de traçar aproximadamente as seções da viga porta-guindaste e da viga da frenagem, determinam-se as suas características geométricas em relação aos eixos horizontal e vertical, os momentos de inércia, momentos de resistência, etc.; depois disso faz-se o cálculo com o fim de verificar a resistência da viga.

O cálculo de verificação da resistência duma viga porta-guindaste contínua (desde que existe uma viga de frenagem contínua) realiza-se pelas fórmulas:

para a fibra superior da viga

$$\sigma = M/W_{\text{liq}}^{\text{sup}} + M_{\text{fr}}/W_{\text{fr}} \leqslant mR; \qquad \text{(VI.78)}$$

para a fibra inferior da viga

$$\sigma = M/W_{\text{liq}}^{\text{inf}} \leqslant mR, \qquad \text{(VI.79)}$$

onde M é o momento nominal causado pela carga vertical do guindaste;

M_{fr}, momento originado pelas forças horizontais transversais de frenagem ou pelas forças laterais;

$W_{\text{liq}}^{\text{sup}}$, momento líquido de resistência para a fibra superior da viga (no banzo superior das vigas soldadas também se fazem orifícios para os parafusos que fixam o trilho do guindaste à viga com a ajuda de patins);

$W_{\text{liq}}^{\text{inf}}$, momento de resistência líquido para a fibra inferior da viga (para as vigas soldadas adota-se W_{tot});

W_{fr}, momento de resistência em relação ao eixo y—y da viga de frenagem, composta do banzo superior da viga porta-guindaste, chapa horizontal e banzo lateral extremo (fig. VI.37, *d*); se a viga de frenagem não existe, o momento de resistência é somente no banzo superior da viga.

A verificação da resistência de uma viga porta-guindaste contínua (munida de uma estrutura de frenagem em forma de armação) realiza-se:

para a fibra superior da viga pela fórmula

$$\sigma = M/W_{\text{liq}}^{\text{sup}} + N_{\text{fr}}/(\varphi F_{\text{tot}}^{\text{b}}) + M'/W_{\text{b}} \leqslant Rm; \qquad \text{(VI.80)}$$

para a fibra inferior da viga, pela fórmula (VI.79).

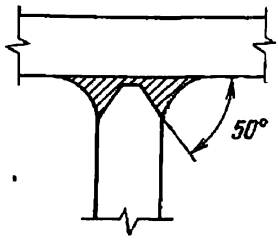


Fig. VI.39. Junta superior no banzo da viga porta-guindaste com penetração da solda em toda a espessura da alma

Aí $N_{fr} = M_{fr}/h_{fr}$ é o esforço longitudinal do banzo superior da viga com a seção F^{v}_{tot}, idêntico ao esforço no banzo da armação horizontal (com a altura h_{fr}), causado pelos esforços transversais de frenagem;

φ, coeficiente de flexão longitudinal no plano horizontal, nos limites de comprimento do painel d;

$M' = (Td/5)$, momento local no banzo superior da viga no plano horizontal; o momento é originado pela força transversal de frenagem T;

W_h, momento de resistência do banzo superior da viga porta-guindaste em relação ao seu eixo vertical.

As vigas porta-guindaste com o banzo superior reforçado (sem a viga de frenagem) devem ser calculadas à estabilidade geral pela fórmula (VI.14).

Ao determinar o coeficiente φ_v, como largura b adota-se a largura do banzo superior reforçado.

No cálculo das vigas porta-guindaste à resistência à fadiga devem ser consideradas as influências normativas de um guindaste de capacidade de carga máxima, que atua num vão; o coeficiente de dinamicidade não se considera.

As vigas porta-guindaste de seção maciça projetadas do aço ВСт3ас (soldadas) e do aço ВСт3as (rebitadas) ou dos aços de liga pobre devem ser calculadas à resistência à fadiga de acordo com RNCC.II-B.3-72; as costuras soldadas dos banzos devem ser executadas com a penetração profunda da solda (fig. VI.39) ou por meio da soldagem automática.

Nas vigas porta-guindaste com o regime pesado de trabalho a resistência das almas junto do banzo superior pode ser verificada pelas tensões reduzidas:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2} \leqslant mnR,$$

onde σ_x, σ_y e τ_{xy} são as tensões totais na alma originadas pela flexão transversal geral, pela pressão local causada por rodas do guindaste e pela flexão devida ao momento de torção local; essas tensões determinam-se pelas fórmulas:

$$\sigma_x = \sigma_x^0 + \sigma_x^l; \quad \sigma_y = \sigma_l + \sigma_f;$$

$$\tau_{xy} = \tau_{xy}^0 + \tau_f + \tau_{tor};$$

$\sigma_x^0 = M_x/W_x$ é a tensão causada pela flexão geral; $\sigma_x^l = 0{,}25\,\sigma_l$ é a tensão local na zona de pressão das rodas do guindaste, orientada ao longo do eixo x; σ_l, tensão local originada pelas rodas do guindaste e calculada pela fórmula

(VI.75); σ_f, flexão originada pelo momento de torção e determinada pela fórmula

$$\sigma_f = \frac{M_{tor}\delta_{al}a}{0{,}7J_{tor}h_{al}} \approx \frac{2M_{tor}\delta_{al}}{J_{tor}},$$

Aí $M_{tor} = Pe + 0{,}75T_1h_{tr}$ momento de torção; P, pressão nominal exercida sobre a roda; e, excentricidade convencional da força P ($e = 1{,}5$ cm); T_1, força lateral; h_{tr}, altura do trilho; δ_{al}, espessura da alma; $J_{tor} = J_{tor.tr.} + b_b\delta_b^3/3$.— —soma dos momentos de inércia do trilho e do banzo superior da viga no processo de torção; $\tau_{xy}^0 = QS_b/J_x\delta_{al}$, tensões tangenciais causadas pela flexão transversal geral; $\tau_l = 0{,}36\sigma_l \approx P/\delta_{al}h_{al}$, tensão tangencial local na zona da roda; $\tau_{tor} = \frac{0{,}8M_{tor}\delta_{al}}{J_{tor}}$, tensão tangencial local causada pelo momento de torção; $n = 1{,}15$; m, coeficiente das condições de trabalho; a, distância entre as nervuras de reforço transversais.

Cálculo de verificação complementar da viga porta-guindaste. Depois de escolher uma seção e de verificar por meio do cálculo a sua resistência, é preciso executar os seguintes cálculos: 1) verificar por meio do cálculo a flecha da viga; 2) verificar a resistência da alma no caso da mutilação local, causada pela pressão das rodas do guindaste, pela fórmula (VI.75); 3) calcular as juntas dos banzos ou dos rebites que ligam os banzos da liga à alma; 4) verificar a estabilidade local da alma da viga em conformidade com a disposição adotada das nervuras de reforço.

A flecha da viga pode ser determinada pela fórmula

$$f = \frac{M^n l^2}{10EJ}, \qquad \text{(VI.81)}$$

onde M^n, momento originado pelas cargas verticais normativas (sem levar em consideração o coeficiente de sobrecarga e o coeficiente de dinamicidade).

Esta flecha não deve ultrapassar a flecha admissível (ver o apêndice 3).

As costuras dos banzos ou os rebites que ligam o banzo superior da viga à alma devem ser calculados não somente para resistir às tensões tangenciais horizontais, originadas pela flexão, mas também às tensões locais verticais σ_l [ver a fórmula (VI.75)] originadas pela pressão concentrada da roda. Neste caso se supõe que nas vigas soldadas a carga concentrada P é agüentada pelas costuras num setor com o comprimento z (ver a fig. VI.38, a), que se determina pela fórmula (VI.76).

A resultante das tensões tangenciais e locais que se determina convencionalmente mediante a soma geométrica destas tensões, não deve ultrapassar a resistência nominal ao cisalhamento das juntas soldadas angulares

$$\tau = \sqrt{\tau_l^2 + \sigma_l^2} = \frac{1}{2\beta h_j}\sqrt{\left(\frac{QS_b}{J_{tot}}\right)^2 + \left(\frac{n_1P_1}{z}\right)^2} \leqslant R_{ang}^{sol},$$

daí

$$h_j \geqslant \frac{1}{2\beta R_{ang}^{sol}}\sqrt{\left(\frac{QS_b}{J_{tot}}\right)^2 + \left(\frac{n_1P_1}{z}\right)^2}. \qquad \text{(VI.82)}$$

Os valores do coeficiente β estão indicados no § 19, item 3, e do coeficiente n_1 na página 219.

Nas vigas porta-guindaste as juntas que ligam o banzo superior à alma devem ser executadas de forma que a penetração da soldagem corresponde à espessura da alma. Para garantir esta penetração da soldagem a aresta da alma da viga, quando a sua espessura é igual ou superior a 10 mm, deve ser submetida ao tratamento preliminar para que a sua configuração seja semelhante a K (ver a fig. VI.39); no caso de soldagem automática a aresta deve ser submetida ao tratamento deste tipo se a sua espessura é igual ou superior a 16 mm. Se a soldagem penetra em toda a espessura da alma as normas permitem considerar a resistência das juntas igual à resistência da alma.

Nas vigas rebitadas utilizadas como suportes dos guindastes é recomendável acepilhar a aresta superior da alma rente ao nível das dobraduras das cantoneiras dos banzos, utilizadas como banzos; com esta finalidade a chapa deve ser instalada preliminarmente de forma a sobressair 5 mm acima das cantoneiras. Neste caso supõe-se que as cargas concentradas transmitem-se em parte diretamente para a alma (60%) e em parte para as cantoneiras do banzo fixadas à alma por meio de rebites (40%).

Quando do cálculo dos rebites do banzo superior admite-se que a carga concentrada P distribui-se uniformemente entre os rebites situados num setor com o comprimento z (ver a fig. VI.38, *b*).

O passo da rebitagem nos banzos neste caso determina-se pela fórmula

$$a \leqslant \frac{[N]^{reb}}{\sqrt{\left(\frac{QS_b}{J_{tot}}\right)^2 + \left(\frac{\alpha n_1 P_1}{z}\right)^2}}, \qquad \text{(VI.83)}$$

onde $\alpha = 0{,}4$, se a aresta superior da alma está acepilhada rente ao nível das dobraduras das cantoneiras;

$\alpha = 1$, se a alma não está acepilhada;

$[N]^{reb}$, é o esforço máximo de mutilação ou de cisalhamento duplo que um só rebite pode agüentar.

O cálculo de verificação da estabilidade local da alma de uma viga porta-guindaste deve ser realizado se $h_0/\delta > 80\sqrt{21/R}$. A fim de garantir a estabilidade da alma são estabelecidas nervuras transversais gêmeas de reforço de forma que a distância entre elas não supere 2 h quando $h/\delta > 100$ e 2,5 h quando $h/\delta \leqslant 100$.

Depois de traçar a disposição das nervuras, deve-se estabelecer as dimensões dos setores que serão submetidos à verificação. No cálculo de estabilidade da alma considera-se a ação conjunta das tensões normais, tangenciais e locais σ, τ e σ_l. Se a alma está reforçada somente por nervuras transversais e $a/h_0 \leqslant 0{,}8$ (sendo a a distância entre as nervuras e h_0, altura nominal da alma), a verificação da estabilidade realiza-se pela fórmula

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_0 + \sigma_l/\sigma_{l_0})^2 + (\tau/\tau_0)^2} \leqslant 0{,}9. \qquad \text{(VI.84)}$$

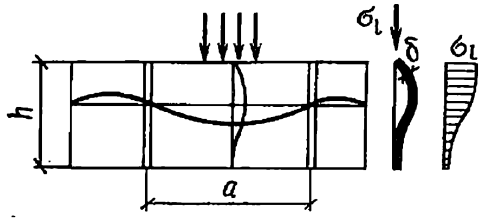


Fig. VI.40. Esquema da perda da estabilidade da alma de uma viga porta-guindaste por causa das tensões locais

Neste caso os valores das tensões normais e tangenciais σ e τ determinam-se da mesma forma que na fórmula (VI.63). Os valores das tensões críticas σ_0 e τ_0 são adotados pelas fórmulas (VI.61) e (VI.57). A tensão local σ_l determina-se pela fórmula (VI.75), porém o coeficiente n_1 adota-se igual a 1,1 para todas as vigas porta-guindaste.

A fig. VI.40 mostra a perda da estabilidade da alma por causa das tensões locais[1]. A tensão local crítica determina-se pela fórmula

$$\sigma_{l_0} = \frac{k_1 \cdot 10^4}{k_1^2} = k_1 \left(\frac{100\delta}{a} \right)^2, \qquad \text{(VI.85)}$$

onde $k = a/\delta$ é a flexibilidade da alma entre as nervuras de reforço;
a, distância entre os eixos das nervuras transversais;
k_1, coeficiente que depende da altura da alma e do valor γ; este coeficiente adota-se pela tabela VI.13.

Tabela VI.13

Valores do coeficiente k_1 para as vigas soldadas

γ	Valores de k_1 quando a/h_0								
	$\leqslant 0,5$	0,6	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	$\geqslant 2$
$\leqslant 1$	24,2	26,1	31,0	37,8	46,5	56,9	68,6	31,7	95,7
2	25,2	27,4	33,8	42,8	53,9	67,5	82,3	97,7	117
4	25,9	22	34,8	45,3	59,1	76,2	95	115,3	136,7
6	26	28,4	35,2	46,4	61,1	80,4	102,3	124,8	148
10	26,1	28,6	35,5	47,2	63	83,4	107,1	138	160,8
$\geqslant 30$	26,2	28,7	35,8	48,1	65	87,5	113	143	175,7

Ao calcular pela fórmula (VI.62) o valor de γ, indispensável para determinar σ_0 e σ_{l_0}, o valor de c adota-se igual a 2.

Se $a > 2h_0$ no cálculo de σ_l, adota $a = 2h_0$.

Para as vigas rebitadas o coeficiente k_1 determina-se pela tabela VI.13 sendo $\gamma = 10$.

Se $a/h_0 > 0,8$ são possíveis duas formas de abaulamento da alma de uma viga porta-guindaste: abaulamento com a relação dos lados $a : h_0$ que tem uma só meia-onda ao longo do comprimento da placa,

[1] Spengler I. E. Pesquisas experimentais do trabalho das vigas porta-guindaste. «Obras de МИСИ (MICI)», 1950, N° 7.

e o abaulamento com a relação dos lados $a/2:h_0$, que tem respectivamente duas meias-ondas. Por isso, ao calcular a alma da viga pela fórmula (VI.84) pode-se deparar com dois casos.

1) Se σ_1/σ é superior aos valores indicados na tabela VI.15, na fórmula (VI.84) deve ser introduzido o valor crítico de σ_0 em kN/cm², determinado não pela fórmula (VI.61) mas sim, pela fórmula

$$\sigma_0 = k_2 \left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2, \qquad \text{(VI.86)}$$

onde os valores de k_2 são adotados de acordo com a tabela VI.14, enquanto os demais valores são os mesmos que na fórmula (VI.61).

Tabela VI.14

Valores do coeficiente k_2

a/h_0	$\leqslant 0{,}8$	0,9	1	1,2	1,4	1,6	118	$\geqslant 2$
k_2	Pela tabela VI.10	77,8	82,3	95	111	130,2	152,5	177,9

2) Se σ_1/σ não é superior aos valores indicados na tabela VI.15, σ_0 determina-se pela fórmula (VI.61) e σ_{l_0} pela fórmula (VI.85) mas com a introdução de $a/2$ em vez de a tanto na fórmula (VI.85), como na tabela VI.13.

Tabela VI.15

Valores extremos de σ_1/σ para as vigas de seção simétrica

Tipo de vigas	γ	a/h_0			
		0,8	1,2	1,6	2
Soldadas	$\leqslant 1$	0	0,267	0,445	0,618
	4	0	0,281	0,711	1,132
	10	0	0,296	1,002	2,154
	$\geqslant 30$	0	0,3	1,283	3,939
Rebitadas	—	0	0,378	1,131	2,347

Em ambos os casos τ_0 calcula-se pela fórmula (VI.57). Para as vigas rebitadas uma medida possível para impedir o abaulamento da alma por causa das tensões locais é a instalação no terço superior da alma de nervuras curtas dispostas entre as nervuras de reforço básicas; a sua altura é igual à altura da alma (fig. VI.41). Nas vigas soldadas a instalação de nervuras curtas é inadmissível, pois debaixo delas formam-se freqüentemente as fraturas.

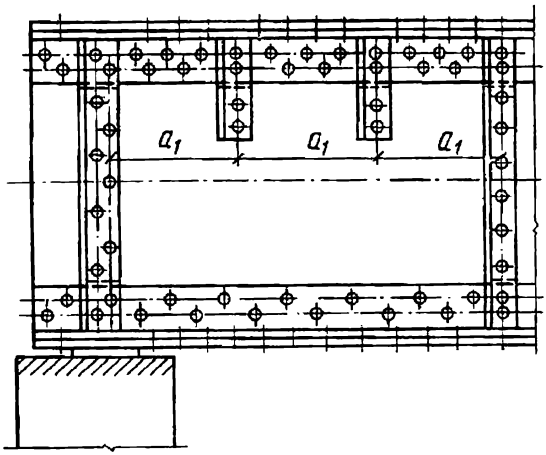


Fig. VI.41. Consolidação da alma de uma viga porta-guindaste rebitada com nervuras de reforço curtas

Quando a alma é reforçada por nervuras intermediárias curtas, é preciso que o comprimento destas nervuras não seja inferior a 0,3 da altura da alma, nem inferior a $0{,}4a_1$, sendo a_1 a distância entre os eixos das nervuras curtas ou entre os eixos da nervura curta e da nervura básica (fig. VI.41). Neste caso o cálculo de verificação deve ser executado duas vezes:

1) pela fórmula (VI.84) partindo da suposição de que $\sigma_1 = 0$ e que as nervuras curtas não existem;

2) pela fórmula

$$0{,}15\sigma_1 \left(\frac{a_1}{100\delta}\right)^3 \leqslant m, \qquad \text{(VI.87)}$$

onde σ_1 adota-se em kN/cm².

Nas vigas com grandes vãos e grandes cargas, quando a flexibilidade da alma $h_0/\delta > 160\sqrt{21/R}$ e o momento de torção é grande, convém instalar uma nervura de reforço longitudinal (fig. VI.42). Esta nervura instala-se normalmente a uma distância $b_1 = (0{,}3 \ldots 0{,}25)h$ da aresta comprimida do setor dividindo-o em duas placas: a superior e a inferior.

A placa superior situada entre o banzo comprimido e a nervura longitudinal está submetida à compressão não uniforme e calcula-se pela fórmula (VI.88), que foi obtida mediante a análise da curva limite que divide os setores da capacidade portante extrema das placas

$$\sigma/\sigma_{01} + \sigma_1/\sigma_{1_{01}} + (\tau/\tau_{01})^2 \leqslant m. \qquad \text{(VI.88)}$$

Se $\sigma_1 = 0$, a tensão crítica σ_{01} (kN/cm²) determina-se pela fórmula

$$\sigma_{01} = \frac{10}{1 - b_1/h_0}\left(\frac{100\delta}{b_1}\right)^2. \qquad \text{(VI.89)}$$

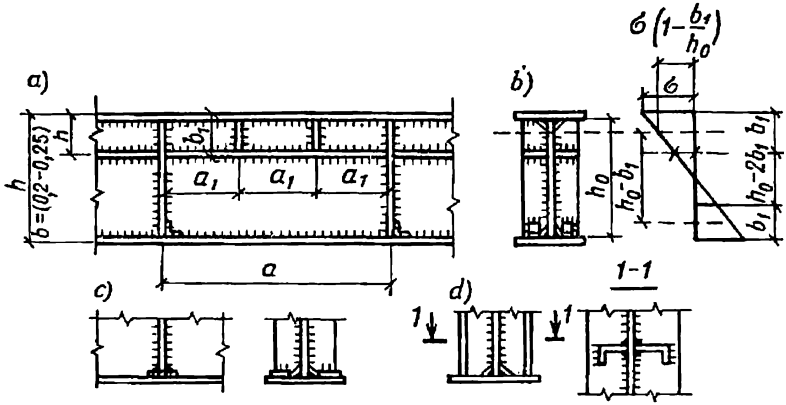


Fig. VI.42. Reforço da alma da viga porta-guindaste com uma nervura de reforço longitudinal e detalhes das nervuras

Esta fórmula foi obtida da fórmula geral (VI.60) em que foi adotado, de acordo com a tabela VI.9, que no caso da compressão uniforme $\xi = 10$ (sendo $\alpha = 0$); neste caso a compressão média uniforme da placa superior foi adotada igual a $\sigma_{med} = \sigma\,(1 - b_1/h_0)$ (fig. VI.42, *b*); daí

$$\sigma = \frac{\sigma_{med}}{1 - b_1/h_0}.$$

Se $\sigma_1 \neq 0$,

$$\left.\begin{aligned} \sigma_{01} &= \frac{2{,}5}{1 - b_1/h_0} \cdot \frac{(1+\mu_1^2)^2}{\mu_1^2} \left(\frac{100\delta}{b_1}\right)^2; \\ \sigma_{1_{01}} &= k' \frac{(1+\mu_1^2)^2}{\mu_1^2} \left(\frac{100\delta}{a}\right)^2, \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VI.90)}$$

onde $\mu = a/b_1 \leqslant 2$.

Se $a/b > 2$, no processo de cálculo de σ_{01} e de $\sigma_{1_{01}}$ adotamos $a = 2b_1$; τ_{01} determina-se por (VI.57) em que se introduzem as dimensões da placa em questão; k' é o coeficiente adotado de acordo com a tabela VI.16; σ, σ_1 e τ são as tensões nominais.

Tabela VI.16

Valores do coeficiente k'

$\mu_1 = a/b_1$	1	1,5	2
k'	3,6	4,2	4,5

A placa inferior situada entre o banzo tendido e a nervura longitudinal sofre a tração irregular. A estabilidade deste setor é maior do que a estabilidade da alma da viga com a altura convencional $h_0 - 2b_1$, que se adota nos cálculos. A tensão junto da borda da alma

convencionalmente destacada (fig. VI.42, *b*) é

$$\sigma_2 = \sigma\left(1 - \frac{2b_1}{h_0}\right).$$

A curva limite de estabilidade e instabilidade do setor adota-se neste caso em forma seguinte

$$\sqrt{\left[\frac{\sigma(1-2b_1/h_0)}{\sigma_{02}} + \frac{\sigma_{l_2}}{\sigma_{l_{02}}}\right]^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{02}}\right)^2} \leqslant 1, \qquad \text{(VI.91)}$$

onde

$$\sigma_{02} = \frac{11{,}4}{(0{,}5 - b_1/h_0)^2}\left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2$$

foi obtido na fórmula geral (VI.60) sendo $\xi = 45{,}4$ que corresponde à placa flexionada (quando $\alpha = 2$) sem fixação nas bordas[1]; $\sigma_{l_{02}}$ determina-se pela fórmula (VI.85) e pela tabela VI.13, substituindo, quando $\gamma = 0{,}8$, a expressão a/h_0 por $a/(h_0 - b_1)$; quando a carga está aplicada ao banzo comprimido, σ_{l_2} adota-se igual a $0{,}4\sigma_l$.

Nas vigas não divididas quando a carga está aplicada ao banzo tendido e a nervura horizontal está situada respectivamente na parte inferior comprimida da viga, $\sigma_{l_2} = \sigma_l$.

Se numa viga soldada existe a nervura longitudinal de reforço, é possível o reforço da zona comprimida da alma com as nervuras curtas, fixadas por meio da soldagem à nervura longitudinal (fig. VI.42, *a*) e ao banzo superior.

A verificação da estabilidade das almas das vigas de seção assimétrica (com o banzo comprimido mais desenvolvido) realiza-se para as almas reforçadas somente pelas nervuras transversais de reforço com a ajuda das fórmulas (VI.84), (VI.61) e (VI.86), onde sob h_0 compreende-se a distância dupla desde o eixo neutro até o limite comprimido do setor. As nervuras transversais de reforço devem ser fixadas por meio da soldagem ao banzo superior da viga mediante costuras com a penetração total da solda; depois por meio do cálculo deve ser verificada a sua capacidade de resistir ao momento de torção.

As nervuras podem ser soldadas ao banzo inferior com as costuras transversais de espessura mínima, pois a contração das costuras transversais resulta na formação de tensões internas de tração (ver o capítulo IV), que no presente caso podem ser somadas às tensões de tração causadas pela carga externa. Por isso nas vigas padronizadas as nervuras não se soldam ao banzo inferior. No entanto, a sua soldagem com as juntas pequenas resulta útil, pois em caso contrário diminui consideravelmente a rigidez no processo de torção da viga e o banzo inferior pode ser deformado com facilidade.

As nervuras de reforço podem ser soldadas ao banzo inferior com pranchetas curtas soldadas somente por meio de costuras longitudinais (fig. VI.42, *a* e *c*).

[1] **Timochenko S. P.** Estabilidade dos sistemas elásticos. M., Gostekhizdat, 1955.

Nas vigas porta-guindaste potentes destinadas para as oficinas com o regime de trabalho pesado podem ser utilizadas nervuras de reforço feitas de cantoneiras de abas desiguais e soldadas à alma pela lâmina da cantoneira (fig. VI.42, *d*).

As nervuras de reforço devem ser soldadas à alma com as juntas contínuas de espessura mínima. As nervuras devem ser afastadas das juntas soldadas numa distância mínima de $10\delta_{al}$. As extremidades das nervuras verticais de reforço devem ter chanfros com as dimensões 20 × 20 ou 30 mm (ver a fig. VI.27). É preferível que nos locais de interseção entre as juntas da alma com as nervuras de reforço, as costuras que ligam as nervuras à alma não cheguem uns 40—50 mm à junta da alma.

As extremidades inferiores das nervuras de apoio podem ser executadas com chanfros, cuja altura é 30 mm e a largura 20 mm.

As dimensões das nervuras de reforço básicos são escolhidas da mesma forma que nas vigas comuns, isto é, a largura da nervura $b_n \geqslant h/30 + 40$ mm, mas não inferior a 100 mm e a espessura da nervura $\delta_n \geqslant 1/15\ b_n$.

Exemplo VI.11. Calcular uma viga porta-guindaste com o vão $l = 12$ m destinada para dois guindastes com a capacidade de içar $Q = 50/10$ t; o regime de trabalho é pesado, a suspensão é flexível.

O vão do prédio é 30 m, o vão do guindaste é 28,5 m.

O material da viga é o aço da classe C 38/23, marca ВСт3ас5; utilizam-se os eletródios do tipo Э42А.

Cálculo estático

Cargas aplicadas à viga porta-guindaste. Obtemos em GOST 3332—54* os dados necessários para o cálculo do guindaste com a capacidade de içar $Q = 50/10$ t destinado para o regime pesado de trabalho: a pressão máxima normativa da roda do guindaste de acordo com as normas é $P_{max} = 505$ kN; o peso do carro do guindaste é $g = 185$ kN; o trilho do guindaste é do tipo KP80 (GOST 4121—62*).

Na fig. VI.43, *a* temos o esquema das cargas de guindaste.

Determinação das forças nominais. De acordo com a fórmula (VI.73) a pressão vertical da roda do guindaste é

$$P = 1{,}1 \cdot 1{,}2 P_{max} = 1{,}1 \cdot 1{,}2 \cdot 505 \text{ kN} = 666{,}6 \text{ kN};$$

levando em consideração a fórmula (VI.74) obtemos a pressão horizontal lateral da roda do guindaste por causa da frenagem transversal:

$$T = \frac{T_0}{2} n = \frac{Q+g}{2 \cdot 20} n = \frac{500+185}{2 \cdot 20} \cdot 1{,}2 \text{ kN} = 20{,}6 \text{ kN}.$$

Determinação dos esforços nominais. Colocamos os guindastes na posição mais desvantajosa a fim de determinar os momentos de flexão máximos, que surgem na viga devido às forças de frenagem e forças verticais (fig. VI.43, *b*, ponto *2*).

A posição da resultante R das três forças aplicadas à viga determina-se pelo valor

$$x = \frac{666{,}6\,(5{,}25 - 1{,}4)}{3 \cdot 666{,}6} \text{ m} = 1{,}28 \text{ m}.$$

Momentos de flexão:

momento vertical

$$M_g = \left(\frac{3 \cdot 666{,}6 \cdot 6{,}64^2}{12} - 666{,}6 \cdot 5{,}25 \right) 0{,}95 \text{ kN} \cdot \text{m} = 3656 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

Nas vigas porta-guindaste potentes destinadas para as oficinas com o regime de trabalho pesado podem ser utilizadas nervuras de reforço feitas de cantoneiras de abas desiguais e soldadas à alma pela lâmina da cantoneira (fig. VI.42, *d*).

As nervuras de reforço devem ser soldadas à alma com as juntas contínuas de espessura mínima. As nervuras devem ser afastadas das juntas soldadas numa distância mínima de $10\delta_{al}$. As extremidades das nervuras verticais de reforço devem ter chanfros com as dimensões 20 × 20 ou 30 mm (ver a fig. VI.27). É preferível que nos locais de interseção entre as juntas da alma com as nervuras de reforço, as costuras que ligam as nervuras à alma não cheguem uns 40—50 mm à junta da alma.

As extremidades inferiores das nervuras de apoio podem ser executadas com chanfros, cuja altura é 30 mm e a largura 20 mm.

As dimensões das nervuras de reforço básicos são escolhidas da mesma forma que nas vigas comuns, isto é, a largura da nervura $b_n \geqslant h/30 + 40$ mm, mas não inferior a 100 mm e a espessura da nervura $\delta_n \geqslant 1/15\ b_n$.

Exemplo VI.11. Calcular uma viga porta-guindaste com o vão $l = 12$ m destinada para dois guindastes com a capacidade de içar $Q = 50/10$ t; o regime de trabalho é pesado, a suspensão é flexível.

O vão do prédio é 30 m, o vão do guindaste é 28,5 m.

O material da viga é o aço da classe C 38/23, marca ВСт3ас5; utilizam-se os eletródios do tipo Э42А.

Cálculo estático

Cargas aplicadas à viga porta-guindaste. Obtemos em GOST 3332—54* os dados necessários para o cálculo do guindaste com a capacidade de içar $Q = 50/10$ t destinado para o regime pesado de trabalho: a pressão máxima normativa da roda do guindaste de acordo com as normas é $P_{max} = 505$ kN; o peso do carro do guindaste é $g = 185$ kN; o trilho do guindaste é do tipo KP80 (GOST 4121—62*).

Na fig. VI.43, *a* temos o esquema das cargas de guindaste.

Determinação das forças nominais. De acordo com a fórmula (VI.73) a pressão vertical da roda do guindaste é

$$P = 1{,}1 \cdot 1{,}2 P_{max} = 1{,}1 \cdot 1{,}2 \cdot 505 \text{ kN} = 666{,}6 \text{ kN};$$

levando em consideração a fórmula (VI.74) obtemos a pressão horizontal lateral da roda do guindaste por causa da frenagem transversal:

$$T = \frac{T_0}{2} n = \frac{Q+g}{2 \cdot 20} n = \frac{500+185}{2 \cdot 20} \cdot 1{,}2 \text{ kN} = 20{,}6 \text{ kN}.$$

Determinação dos esforços nominais. Colocamos os guindastes na posição mais desvantajosa a fim de determinar os momentos de flexão máximos, que surgem na viga devido às forças de frenagem e forças verticais (fig. VI.43, *b*, ponto *2*).

A posição da resultante R das três forças aplicadas à viga determina-se pelo valor

$$x = \frac{666{,}6\,(5{,}25 - 1{,}4)}{3 \cdot 666{,}6} \text{ m} = 1{,}28 \text{ m}.$$

Momentos de flexão:

momento vertical

$$M_g = \left(\frac{3 \cdot 666{,}6 \cdot 6{,}64^2}{12} - 666{,}6 \cdot 5{,}25 \right) 0{,}95 \text{ kN} \cdot \text{m} = 3656 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

Escolha da seção da viga. Projetamos a viga em T duplo com a seção assimétrica.

Determinamos a altura mínima admissível da viga na base da condição da sua rigidez pela fórmula (VI.4), sendo a flecha relativa $1/n_0 = 1/600$ e adotamos $n_q = 1{,}2$,

$$h_{\min} = \frac{ln_0}{4800}\frac{1}{n_q} = \frac{1200 \cdot 600}{4800 \cdot 1{,}2} = 125 \text{ cm}.$$

Pela fórmula (VI.22) determinamos aproximadamente a altura ótima da viga; para isso adotamos de antemão a flexibilidade da alma $k_{al} = h_0/\delta_{al} = 125$ (ver a tabela VI.3) e determinamos o momento necessário da resistência da viga

$$W_{nec} = \frac{M}{m(R-2)} = \frac{383\,900}{0{,}9(21-2)} = 22\,716 \text{ cm}^3.$$

Neste caso $m = 0{,}9$ é o coeficiente das condições de trabalho, que diminui as resistências nominais para as vigas porta-guindaste de acordo com as exigências estabelecidas para os guindastes com o regime pesado de trabalho (ver o apêndice 2); além disso a tensão foi diminuída para levar em consideração as forças horizontais de frenagem que atuam sobre o banzo superior da viga

$$h_{ot} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} k_{al} W_{nec}} = \sqrt[3]{\frac{3}{2} 125 \cdot 22\,716} \text{ cm} = 162 \text{ cm}.$$

Adotamos a altura da viga igual a 160 cm; a altura da alma vem a ser portanto $h_0 = 156$ cm, sendo a espessura de cada banzo igual a 2 cm.

Determinamos a espessura da alma. Pela fórmula (VI.26) determinamos a espessura mínima da alma de forma que a sua resistência seja suficiente para resistir ao cisalhamento causado pela força transversal máxima aplicada ao apoio

$$\delta_{\min} \geqslant \frac{1{,}5Q^0}{mR_{med}h_0} = \frac{1{,}5 \cdot 1534}{0{,}9 \cdot 13 \cdot 156} = 1{,}26 \text{ cm}.$$

Pela fórmula (VI.77) determinamos a espessura mínima da alma de forma que a sua resistência seja suficiente para resistir à pressão local

$$\delta_{\min} = \frac{n_1 P_1}{3{,}25mR}\sqrt{\frac{n_1 P_1}{3{,}25mRJ_{tr}}} = \frac{1{,}3 \cdot 606}{3{,}25 \cdot 0{,}9 \cdot 21}\sqrt{\frac{1.3 \cdot 606}{3{,}25 \cdot 0{,}9 \cdot 21 \cdot 1547}} \text{ cm} =$$

$$= 1{,}17 \text{ cm},$$

onde n_1 é o coeficiente adotado nos guindastes com a suspensão flexível; este coeficiente é igual a 1,3;

$$P_1 = P_{carga} n = 505 \cdot 1{,}2 = 606 \text{ kN};$$

$J_{tr} = 1547$ cm^4 é o momento de inércia do trilho KP 80 em que está instalado o guindaste.

Adotamos a espessura da alma da viga $\delta_{al} = 14$ mm.

Pela fórmula (VI.34) determinamos previamente a área da seção dos banzos

$$2F_b = \frac{3}{2} \cdot \frac{W_{nec}}{h_0} = \frac{3 \cdot 22\,716}{2 \cdot 156} \text{ cm}^2 = 218 \text{ cm}^2.$$

Adotamos a seguinte seção da viga: alma 1560×14 ($F_{al} = 218{,}4$ cm^2); banzo superior 600×20 ($F_{b.sup} = 120$ cm^2); banzo inferior, 480×20 ($F_{b.inf} = 96$ cm^2).

A seção da viga de frenagem inclui: ferro em U N°30 ($F = 40{,}5$ cm²), chapa horizontal de aço estriado $\delta = 6$ mm (ver a fig. VI.44) e o banzo superior da viga 600 × 20.

Verificação da resistência da viga. Calculamos de antemão as características geométricas da seção da viga (levando em consideração o enfraquecimento do banzo superior da viga pelos orifícios destinados para fixar o trilho em que se desloca o guindaste).

O deslocamento do centro de gravidade da seção da viga em relação ao seu centro (eixo x—x) vem a ser:

$$z_x = \frac{60 \cdot 2 \cdot 79 - 48 \cdot 2 \cdot 79}{60 \cdot 2 + 48 \cdot 2 + 156 \cdot 1{,}4} = 4{,}37 \text{ cm}.$$

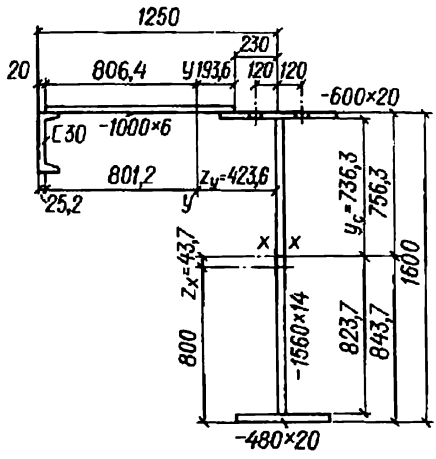


Fig. VI.44. Seção da viga

Os momentos de inércia são:

$$J_x^{tot} = \frac{1{,}4 \cdot 156^3}{12} + 1{,}4 \cdot 156 \cdot 4{,}37^2 + 60 \cdot 2 \cdot 74{,}63^2 + 48 \cdot 2 \cdot 83{,}37^2 = 1\,783\,000 \text{ cm}^4;$$

$$J_x^{liq} = \frac{1{,}4 \cdot 156^3}{12} + 1{,}4 \cdot 156 \cdot 4{,}37^2 + (60 - 2 \cdot 2)\, 2 \cdot 74{,}63^2 + 48 \cdot 2 \cdot 83{,}37^2 = 1\,738\,000 \text{ cm}^4.$$

Os momentos de resistência são

$$W_{x\,sup}^{tot} = \frac{1\,783\,000}{75{,}63} = 23\,600 \text{ cm}^3;$$

$$W_{x\,inf}^{tot} = \frac{1\,783\,000}{84{,}37} = 21\,100 \text{ cm}^3;$$

$$W_{x\,sup}^{liq} = \frac{1\,738\,000}{75{,}63} = 23\,000 \text{ cm}^3;$$

$$W_{x\,inf}^{liq} = \frac{1\,738\,000}{84{,}37} = 20\,600 \text{ cm}^3.$$

O momento estático da metade da seção é

$$S_x = 60 \cdot 2 \cdot 74{,}63 + 73{,}63 \cdot 1{,}4 \cdot 36{,}815 = 12\,750 \text{ cm}^3.$$

As características geométricas da viga de frenagem em relação ao eixo vertical y—y são:

a distância desde o eixo da viga porta-guindaste até o centro da gravidade é

$$z_y = \frac{40{,}5 \cdot 122{,}48 + 100 \cdot 0{,}6 \cdot 73}{40{,}5 + 100 \cdot 0{,}6 + 60 \cdot 2} \text{ cm} = 42{,}36 \text{ cm};$$

o momento de inércia da viga de frenagem é

$$J_y^{liq} = 40{,}5 \cdot 80{,}12^2 + \frac{0{,}6 \cdot 80{,}64^3}{3} + \frac{0{,}6 \cdot 19{,}36^3}{3} + \left(\frac{2 \cdot 60^3}{12} - 2 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 12^2\right) + 2\,(60 - 2 \cdot 2)\, 42{,}36^2 \text{ cm}^4 = 570\,000 \text{ cm}^4;$$

o momento de resistência (da fibra extrema no banzo da viga porta-guindaste)

$$W_{fr}^{liq}=\frac{570\,000}{42{,}36+30}\ \text{cm}^3=7\,880\ \text{cm}^3.$$

Verificação das tensões normais. De acordo com a fórmula (VI.78) as tensões no banzo superior são:

$$\sigma_{sup}=\frac{M}{W_{x\,sup}^{liq}}+\frac{M_{fr}}{W_{fr}^{liq}}=\frac{383\,900}{23\,000}+\frac{11\,300}{7880}=$$

$$=18{,}1\ \text{kN/cm}^2<mR=0{,}9\cdot21=18{,}9\ \text{kN/km}^2.$$

Segundo a fórmula (VI.79) as tensões no banzo inferior são:

$$\sigma_{inf}=M/W_{x\,inf}^{liq}=\frac{383\,900}{20\,600}\ \text{kN/cm}^2=$$

$$=18{,}6\ \text{kN/cm}^2<mR=0{,}9\cdot21=18{,}9\ \text{kN/cm}^2.$$

Pela fórmula (VI.36) *verificamos as tensões tangenciais* no apoio

$$\tau=\frac{Q^0S_x}{J_x^{tot}\delta_{al}}=\frac{1534\cdot12\,750}{1\,783\,000\cdot1{,}4}=7{,}8\ \text{kN/cm}^2<mR_{cis}=0{,}9\cdot13=11{,}7\ \text{kN/cm}^2.$$

Verificação da rigidez da viga. Pela fórmula (VI.81) verificamos a flecha da viga causada pelas cargas verticais normativas

$$M^n=\frac{3839}{1{,}1\cdot1{,}2}=2908\ \text{kN}\cdot\text{m};$$

$$f_{max}=\frac{M^nl^2}{10EJ_x^{tot}}=\frac{290\,800\cdot1200^2}{10\cdot21\,000\cdot1\,783\,000}=1{,}12\ \text{cm}.$$

A flecha relativa

$$f_{max}/l=1{,}12/1200=1/1070<[f/l]=1/600.$$

Verificação da resistência da alma da viga submetida à pressão local causada pela roda do guindaste. Calculamos de antemão as características geométricas do banzo superior da viga e do trilho em que está instalado o guindaste.

A soma dos momentos de inércia do banzo e do trilho KP 80.

$$J_b=\frac{60\cdot2^3}{12}+1547=1587\ \text{cm}^4.$$

Pela fórmula (VI.76) o comprimento convencional de distribuição da pressão da roda do guindaste vem a ser

$$z=c\sqrt[3]{J_b/\delta_{al}}=3{,}25\sqrt[3]{1587/1{,}4}=33{,}9\ \text{cm}.$$

Pela fórmula (VI.75) determinamos as pressões locais na alma da viga

$$\sigma_l=\frac{n_1P_1}{\delta_{al}z}=\frac{1{,}3\cdot606}{1{,}4\cdot33{,}9}\ \text{kN/cm}^2=16{,}6\ \text{kN/cm}^2<R=0{,}9\cdot21=18{,}9\ \text{kN/cm}^2,$$

sendo $P_1 = 1{,}2 \cdot 505 = 606$ kN.

Verificação da estabilidade local da alma da viga (a fim de simplificar a exposição do material consideramos que a seção da viga é simétrica).

As seguintes relações evidenciam a necessidade de colocar as nervuras transversais de reforço e de verificar a estabilidade da alma da viga

$$h_0/\delta_{al}=156/1{,}4=111>[h_0/\delta]=\text{?}0.$$

A distância entre as nervuras de reforço adotamos igual a 1500 mm.

Determinamos a seção das nervuras de reforço: a largura da nervura $b_n \geqslant h_{al}/30 + 40 = 1560/30 + 40 = 92$ mm, adotamos $b_n = 100$ mm; a espessura da nervura é $\delta_n \geqslant b_n/15 = 100/15 \approx 6{,}7$ mm, adotamos $\delta_n = 8$ mm.

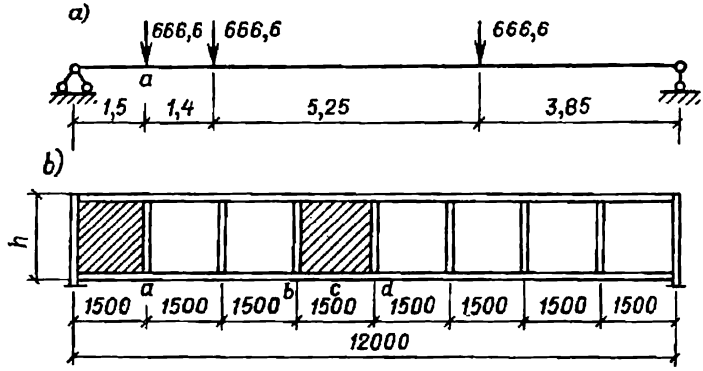


Fig. VI.45. Distribuição nominal da carga do guindaste

Verificamos a estabilidade local da alma da viga em duas células: a central (tensões normais máximas) e célula situada sobre o apoio (tensões tangenciais máximas, fig. VI.45).

Verificação da estabilidade local da alma da viga na célula central. A fim de determinar o valor médio do momento de flexão nos limites de uma célula (uma vez que a estabilidade local verifica-se na base de valores médios das tensões ao longo da célula, determinamos os valores do momento de flexão nos pontos *b*, *c* e *d* quando da instalação do guindaste pela fig. VI.43, *b*:

$$M_b = \left[\frac{3\cdot 666{,}6\cdot 5{,}36}{12}\,4{,}5 - 666{,}6\cdot 0{,}54\right]1{,}05\cdot 0{,}95 \text{ kN}\cdot\text{m} = 3651 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_c = 3839 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ (ver acima)};$$

$$M_d = \left[\frac{3\cdot 666{,}6\cdot 6{,}64}{12}\,6 - 666{,}6\cdot 4{,}61\right]1{,}05\cdot 0{,}95 \text{ kN}\cdot\text{m} = 3557 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{med} = \frac{3651 + 3839 + 3557}{3} = 3682 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

Determinamos a tensão na célula central:

$$\sigma = \frac{M_{med}}{J_x^{tot}}\,y_c = \frac{368\,200\cdot 73{,}63}{1\,783\,000} \text{ kN/cm}^2 = 15{,}2 \text{ kN/cm}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_{med}}{h_{al}\delta_{al}} = \frac{435}{156\cdot 1{,}4} \text{ kN/cm}^2 = 2 \text{ kN/cm}^2;$$

$$\sigma_1 = \frac{n_1 P_1}{\delta_{al} z} = \frac{1{,}1\cdot 606}{1{,}4\cdot 33{,}9} \text{ kN/cm}^2 = 14{,}1 \text{ kN/cm}^2$$

(no caso de verificação da estabilidade da alma $n_1 = 1{,}1$).

Determinamos as tensões críticas para a alma da célula central.

Uma vez que quando $a/h_0 = 1500/1560 = 0{,}96 > 0{,}8$, a relação $\sigma_1/\sigma = 14{,}1/15{,}2 = 0{,}93$ é superior ao limite indicado na tabela VI.14, independentemente do valor de γ; a tensão crítica normal determina-se pela fórmula (VI.86)

$$\sigma_0 = k_2\left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2 = 80{,}5\left(\frac{100\cdot 1{,}4}{156}\right)^2 \text{ kN/cm}^2 = 64{,}8 \text{ kN/cm}^2;$$

neste caso o valor de k_2 foi adotado mediante a interpolação da tabela VI.14.

Pela fórmula (VI.57) determinamos a tensão tangencial crítica

$$\tau_0 = \left(12{,}5 + \frac{9{,}5}{\mu^2}\right)\left(\frac{100\delta}{d}\right)^2 =$$

$$= \left(12{,}5 = \frac{9{,}5}{1{,}4^2}\right)\left(\frac{100 \cdot 1{,}4}{150}\right)^2 \text{ kN/cm}^2 = 18{,}5 \text{ kN/cm}^2,$$

onde $\mu = 156/150 = 1{,}04$.

Pela fórmula (VI.85) determinamos a tensão crítica devida à pressão local

$$\sigma_{l_0} = k_1 \left(\frac{100\delta}{a}\right)^2 = 41{,}3 \left(\frac{100 \cdot 1{,}4}{150}\right)^2 \text{ kN/cm}^2 = 36 \text{ kN/cm}^2,$$

onde k_1 foi adotado mediante a interpolação da tabela VI.13 de acordo com o valor de γ:

$$\gamma = c \frac{b_h}{h_0}\left(\frac{\delta_h}{\delta}\right)^3 = 2 \frac{61}{156}\left(\frac{2}{1{,}4}\right)^3 = 2{,}24.$$

Pela fórmula (VI.84) verificamos a estabilidade da alma

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{\sigma_l}{\sigma_{l_0}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} =$$

$$= \sqrt{\left(\frac{15{,}2}{64{,}8} + \frac{14{,}1}{36}\right)^2 + \left(\frac{2}{18{,}5}\right)^2} = 0{,}61 < 0{,}9.$$

Da mesma forma *verificamos a estabilidade local da alma da viga na célula de apoio*, estando o guindaste na posição indicada na fig. VI.45, *a*:

$$M_a = \left[\frac{666{,}6}{12}(3{,}85 + 9{,}1 + 10{,}5)\,1{,}5\right] 1{,}5 \cdot 0{,}95 = 1949 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$M_{\text{med}} = \frac{1949}{2} = 974{,}5 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$Q_a = \frac{666{,}6}{12}(3{,}85 + 9{,}1 + 10{,}5)\,1{,}04 \cdot 0{,}95 = 1287 \text{ kN (em toda a célula)}.$$

Determinemos as tensões na célula de apoio:

$$\sigma = \frac{97\,450 \cdot 73{,}63}{1\,783{,}00} \text{ kN/cm}^2 = 4 \text{ kN/cm}^2;$$

$$\tau = \frac{1287}{156 \cdot 1{,}4} \text{ kN/cm}^2 = 5{,}9 \text{ kN/cm}^2.$$

Verificação da estabilidade da alma

$$\sqrt{(4/64{,}8 + 14{,}1/36)^2 + (5{,}9/18{,}5)^2} = 0{,}56 < 0{,}9.$$

Cálculo das juntas dos banzos. Nas vigas porta-guindaste a penetração da solda nas juntas dos banzos superiores deve ser igual à espessura da alma; uma vez que a resistência destas juntas é igual à resistência do metal básico o cálculo é desnecessário.

A espessura das juntas inferiores do banzo adota-se igual a $h_j = 6$ mm (ver a tabela VI.5) e verificamos a sua resistência ao cisalhamento pela fórmula (VI.51):

$$\tau = \frac{Q^0 S_h}{2(\beta h_j) J_{\text{tot}}} = \frac{1534 \cdot 8000}{2 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}6 \cdot 1\,783\,00} \text{ kN/cm}^2 =$$

$$= 8{,}2 \text{ kN/cm}^2 < R^{\text{sol}}_{\text{ang}} = 0{,}9 \cdot 15 = 13{,}5 \text{ kN/cm}^2,$$

onde $S_h = 48 \cdot 2 \cdot 83{,}37 = 8000 \text{ cm}^3$.

Cálculo da nervura de reforço. Segundo o projeto a viga porta-guindaste apoia-se através da extremidade acepilhada da nervura de apoio (ver a fig. VI.46).

Adotamos a seguinte seção da nervura de apoio 420 × 14 mm.

A área da mutilação da nervura é $F_{mut} = 42 \cdot 1{,}4 = 58{,}8$ cm².

Verificamos a tensão de mutilação na nervura de apoio

$$\sigma_{mut} = Q^0/F_{mut} = 1534{:}58{,}8 \text{ kN/cm}^2 = 26{,}1 \text{ kN/cm}^2 < R_{mut} = 0{,}9 \cdot 32 = 28{,}8 \text{ kN/cm}^2.$$

Determinamos as características geométricas do sustento:

$$F_{comp} = 42 \cdot 1{,}4 + 15 \cdot 1{,}4 \cdot 1{,}4 = 88{,}2 \text{ cm}^2;$$

$$J_{x\,sus} = \frac{\delta_n b_n^3}{12} = \frac{1{,}4 \cdot 42^3}{12} = 8640 \text{ cm}^4;$$

$$r_{x\,sus} = \sqrt{J_{x\,sus}/F_{comp}} = \sqrt{\frac{8640}{88{,}2}} = 9{,}9 \text{ cm}.$$

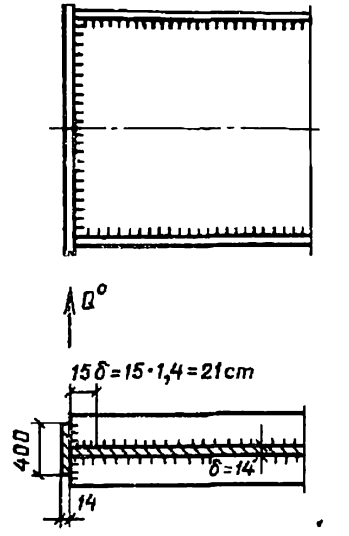


Fig. VI.46. Seção de apoio de uma viga

A flexibilidade da nervura de apoio

$$\lambda_x = h/r_{x\,sus} = 162/9{,}9 = 16{,}4; \quad \varphi = 0{,}976.$$

Pela fórmula (VI.67) verificamos a estabilidade do sustento a partir do plano da viga

$$\delta_{comp} = \frac{Q^0}{\varphi F_{comp}} = \frac{1534}{0{,}976 \cdot 88{,}2} \text{ kN/cm}^2 = 17{,}8 \text{ kN/cm}^2 < R = 0{,}9 \cdot 21 = 18{,}9 \text{ kN/cm}^2.$$

3. Vigas porta-guindaste treliçadas (armações)

Se a largura dos vãos é de 18 m ou ainda maior e a capacidade de içar dos guindastes é Q = 10—20 toneladas, convém utilizar as vigas porta-guindaste treliçadas (fig. VI.47, *a*).

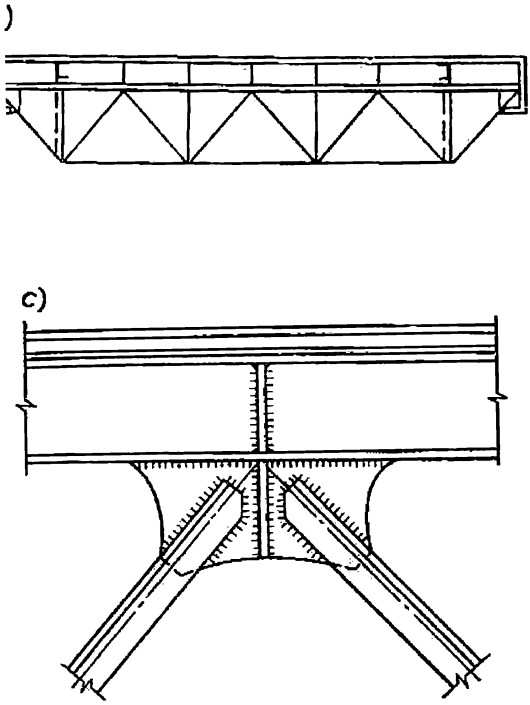
O banzo superior destas armações faz-se de um perfil rígido (ferro em T duplo) que trabalha não somente à compressão, como um elemento da armação, mas também resiste à flexão local devida à pressão P da roda do guindaste. O momento originado pela pressão local pode ser determinado pela fórmula.

$$M_{fl} = \frac{Pd}{3}, \qquad \text{(VI.92)}$$

onde d é o comprimento do painel entre os nós do banzo superior.

As demais seções dos elementos são normalmente feitas de duas cantoneiras.

Os elementos da treliça são centrados na borda inferior do banzo. Todas as barras da armação, exceto o banzo superior, resistem aos esforços axiais e são calculados como elementos das armações (ver o capítulo VII).



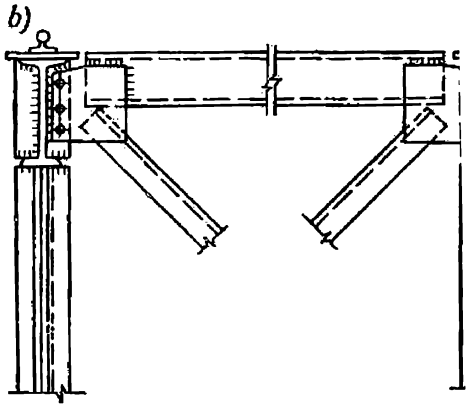


Fig. VI.47. Viga porta-guin treliçada

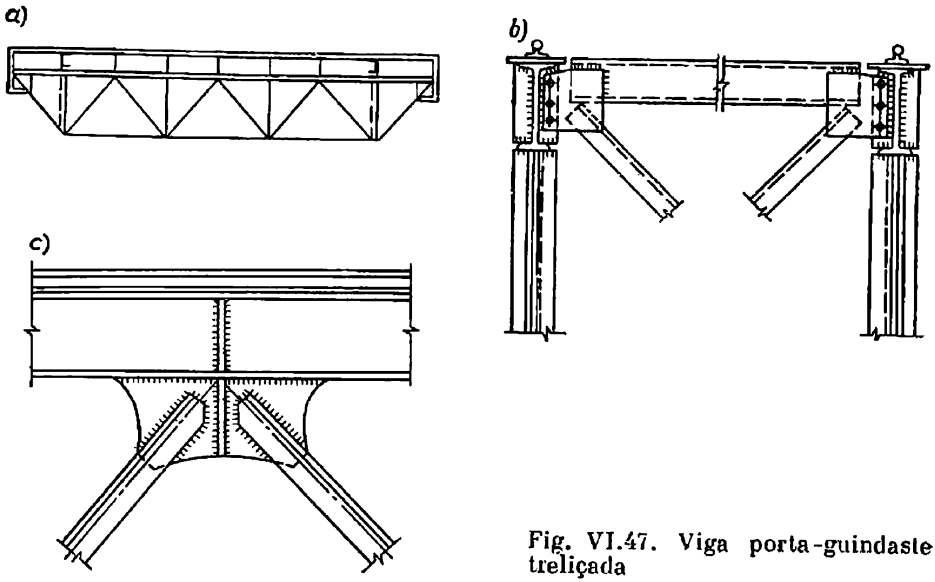


Fig. VI.47. Viga porta-guindaste treliçada

A fórmula de verificação utilizada para calcular o banzo superior tem a seguinte forma

$$\sigma = \frac{N + N_{fr}}{\varphi F_{tot}} + \frac{M_{fl}}{W_x} + \frac{M_{fr}}{W_y} \leqslant R, \qquad \text{(VI.93)}$$

onde N é o esforço devido às cargas verticais;

N_{fr} e M_{fr}, o esforço de compressão e o momento de flexão local no plano horizontal, devidos às forças de frenagem transversal (se existe a armação de frenagem horizontal)

φ, o coeficiente de flexão longitudinal em relação ao eixo vertical (ou se existe a viga de frenagem contínua, em relação ao eixo horizontal).

As flexibilidades máximas dos elementos estão indicadas na tabela VII.1. É preciso fixar no plano horizontal não somente o banzo superior (fig. VI.47, *b*), mas também o inferior, pois o banzo inferior pode afastar-se por causa da flecha da viga devida a uma excentricidade insignificante. Por isso as normas estabelecem a flexibilidade máxima para o banzo inferior das armações porta-guindaste: $\lambda = 150$. Por esta mesma razão é preciso colocar nervuras nas placas de reforço do banzo superior (fig. VI.47, *c*). As costuras que fixam os estais devem ser afastadas uns 40—50 mm das mais próximas juntas nas placas de reforço.

4. Vigas de frenagem horizontais

As vigas de frenagem são feitas na maioria das vezes do aço estriado com a espessura 6—10 mm, sendo um banzo feito de ferro em U (fig. VI.48, *a*) ou de cantoneira. O segundo banzo é o banzo superior da viga porta-guindaste. Se o vão da viga é de 12 metros ou

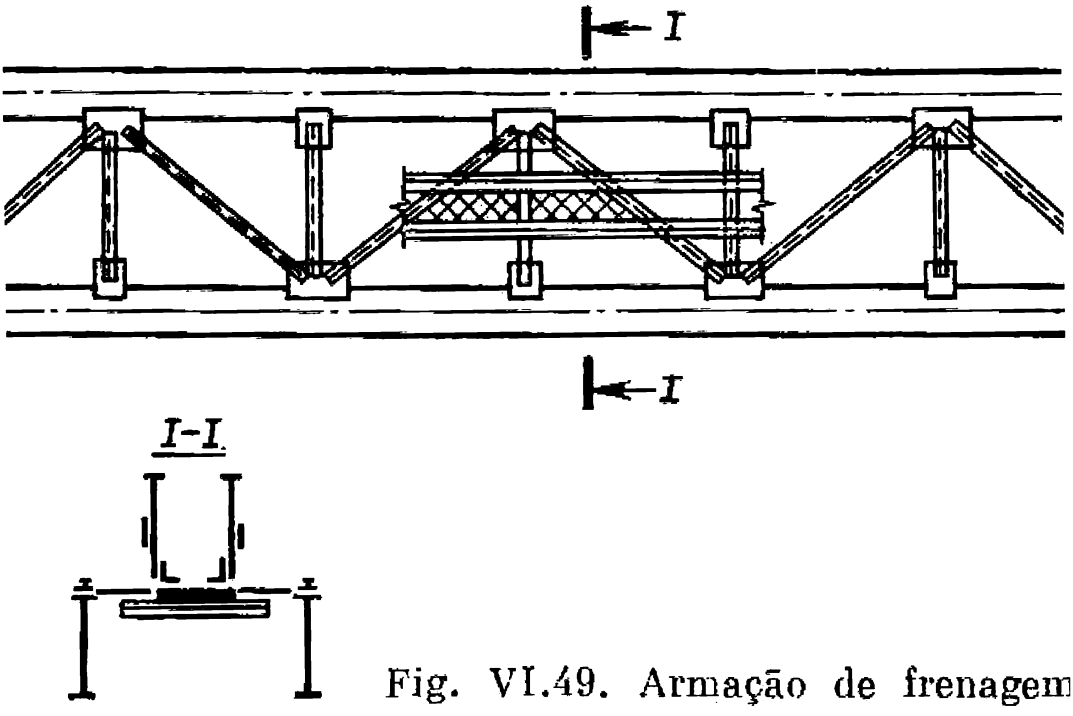
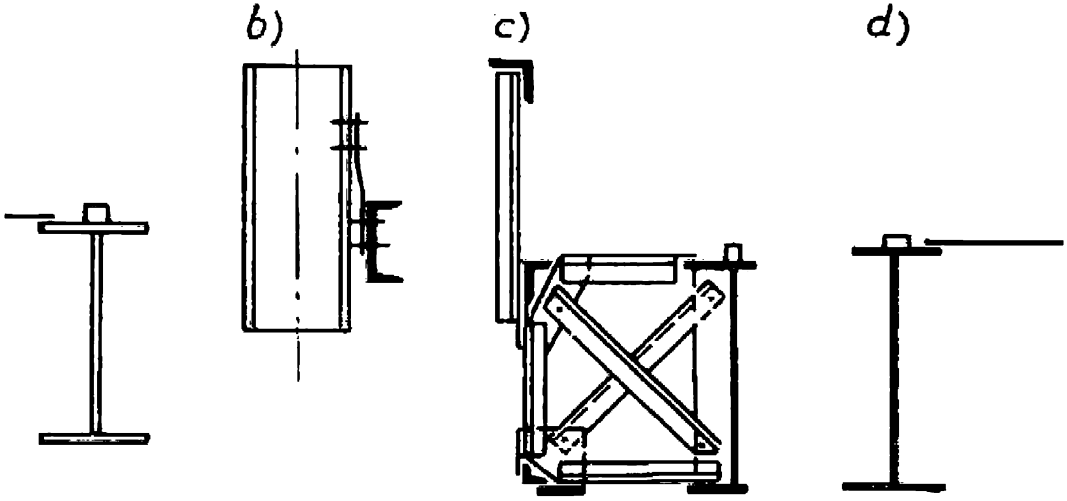


Fig. VI.49. Armação de frenagem



Vigas de frenagem

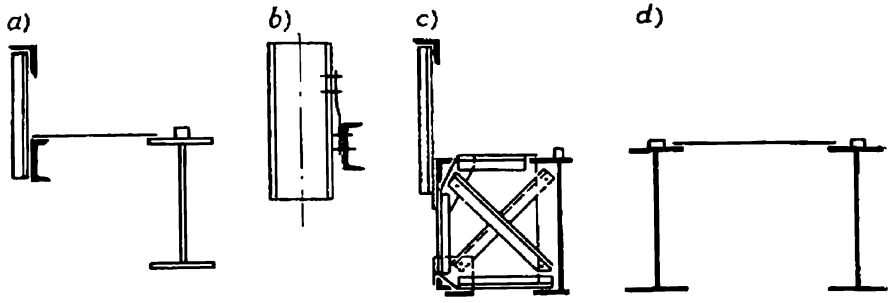


Fig. VI.48. Vigas de frenagem

mais o banzo superior da viga de frenagem é normalmente suspenso nas estruturas superiores; nestes casos não se recomenda apoiá-lo por contrafixa ligada ao banzo inferior da viga a fim de evitar as suas oscilações no plano horizontal. O banzo da viga de frenagem pode ser também fixado no vão entre os pilares ao apoio da armação por meio de uma articulação em forma de uma chapa com a espessura de 4—6 mm (fig. VI.48, *b*). E finalmente, pode-se colocar uma armação vertical leve no plano da banzo da viga de frenagem instalando junturas também no banzo inferior da viga porta-guindaste. Esta estrutura é especialmente conveniente nas estacadas abertas por aumentar consideravelmente a rigidez lateral da viga formando uma barra espacial(fig VI.48, *c*). Para tornar mais cômoda a passagem, a largura da viga de frenagem não deve ser inferior a 750 mm. No caso de existência de duas vigas porta-guindaste a chapa de frenagem liga os banzos superiores de ambas as vigas (fig. VI.48, *d*).

Se a distância entre as vigas supera aproximadamente 1,2 metros, convém na armação de frenagem substituir a chapa por uma treliça feita de cantoneiras (fig. VI.49) colocando em cima destas um revestimento de madeira. Nas oficinas com a temperatura elevada

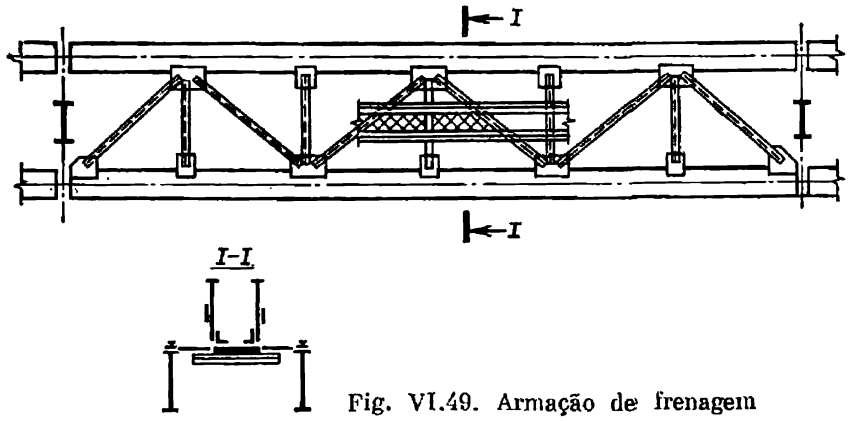


Fig. VI.49. Armação de frenagem

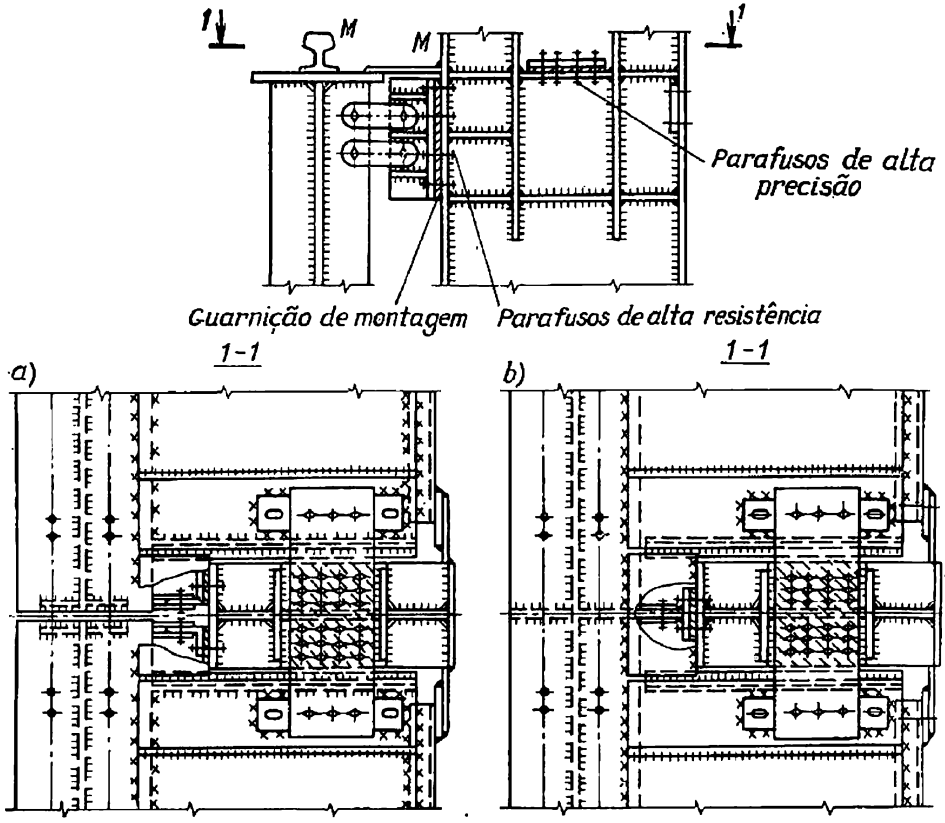


Fig. VI.50. Fixação das vigas porta-guindaste e das estruturas de frenagem nos pilares

a—fixação das vigas de seções independentes; *b*—fixação das vigas contínuas

utiliza-se o revestimento estriado; a sua largura não pode ser inferior a 600 mm.

Nas figuras VI.50 e 51 temos a fixação da viga de frenagem. Se a chapa da viga de frenagem tem $h/\delta > 100$, na sua parte inferior devem ser instaladas nervuras transversais de cantoneira 75 × 6 ou tiras 100 × 8, colocadas com o intervalo de 2 h. No processo de montagem a chapa da viga de frenagem deve ser ligada ao banzo superior da viga porta-guindaste com uma costura soldada contínua que abrange toda a espessura da chapa; nestes casos devem ser aplicados obrigatoriamente os eletródios do tipo Э42A.

Nos locais de aderência das vigas de frenagem aos pilares as chapas não devem ser introduzidas no interior dos pilares pois isso pode acarretar dificuldades no processo de montagem (fig. VI.50, *a*). Ao mesmo tempo estas chapas devem transmitir as forças horizontais transversais da viga de frenagem para o pilar. Neste caso a ligação da viga ao pilar deve garantir a possibilidade de deslocamen-

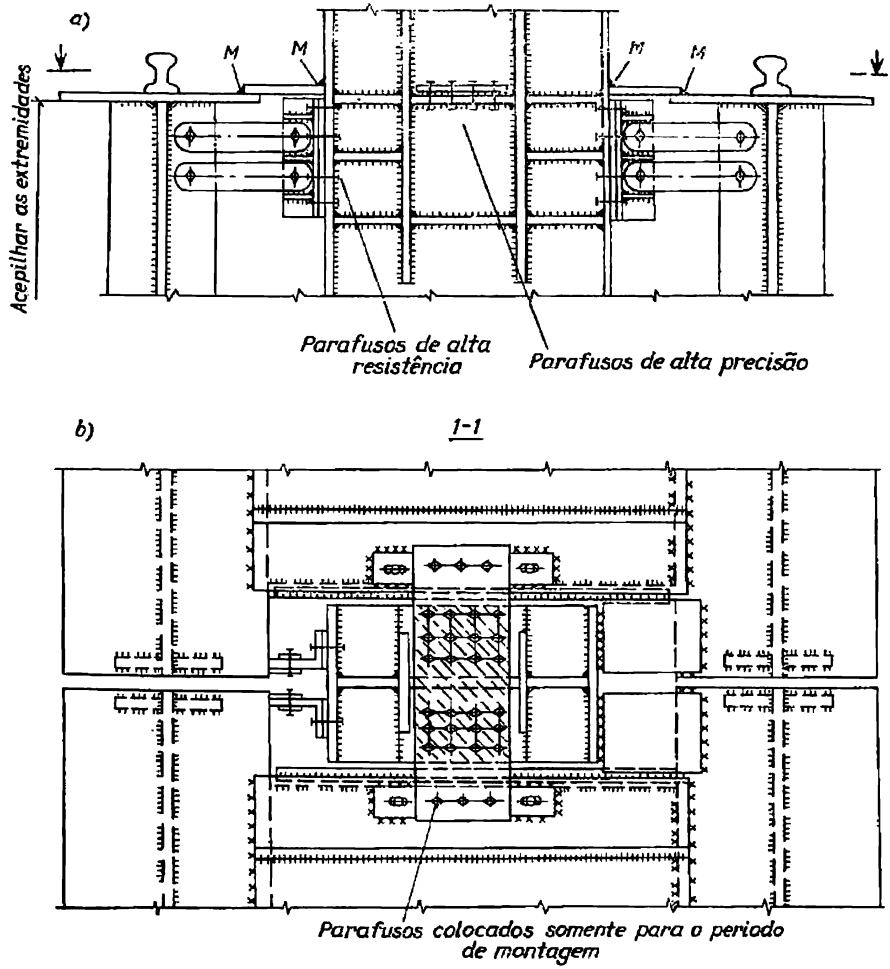


Fig. VI.51. Apoio das vigas porta-guindaste nos pilares das fileiras médias

to longitudinal da viga de frenagem por causa da sua flexão vertical (fig. VI.53). Temos uma estrutura deste tipo nas figuras VI.50, *a* e *b*; as pranchetas de apoio que transmitem o esforço lateral transversal através das arestas torneadas, são fixadas mediante a solda no processo de montagem após o endireitamento das vigas porta-guindaste. O deslocamento horizontal da parte superior da viga Δ_{hor} no processo da sua flexão pode ser determinado pela fórmula

$$\Delta_{hor} = \frac{Mlh}{3EJ_v},$$

onde M é o momento de flexão máximo na viga;
l, h, o vão e a altura da viga;
EJ_v, a rigidez da viga.

A compressão vertical da viga no local de apoio determina-se pela fórmula

$$\Delta_{vert} = \frac{Qh}{EF_{ap}},$$

onde Q é a reação de apoio na viga; F_{ap}, área da seção da nervura de apoio.

5. Apoio das vigas porta-guindaste nos pilares

Na maioria dos casos as vigas porta-guindaste são apoiadas nos topos dos pilares de acordo com uma das duas variantes: 1) apoio pelo eixo do pilar através das arestas fresadas das chapas de apoio fixadas nas vigas contíguas, que estão ligadas por meio de parafusos (fig. VI.52, c, VI,53, *a*); 2) apoio sobre o ferro em T duplo fixado no pilar de forma que as nervuras de apoio das vigas estejam situadas em frente aos banzos deste ferro em T duplo (fig. VI.52, *a* e *b*) ou deslocadas um tanto em direção do eixo do pilar.

O apoio das vigas porta-guindaste de diversas alturas realiza-se de acordo com os esquemas indicados nas figuras VI.52, *a*—*c*; nestes casos na seção diminuída da viga é preciso verificar a resistência da alma às tensões tangenciais causadas pela reação de apoio.

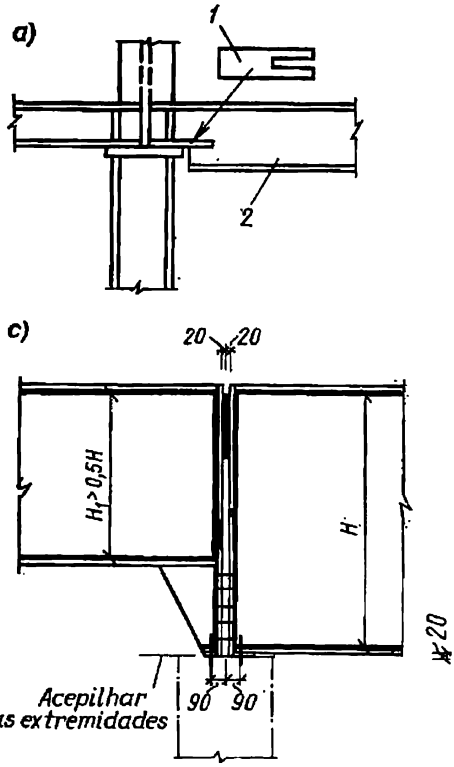


Fig. VI.52. Apoio das vigas porta-guindaste de diversas alturas nos pilares

1—um pormenor de chapa de apoio horizontal; *2*—viga porta-guindaste de grande vão

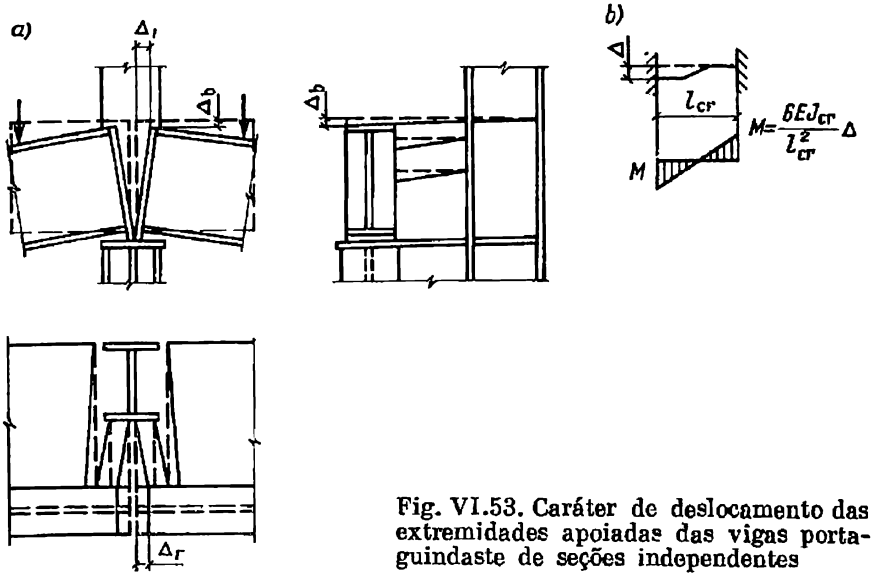


Fig. VI.53. Caráter de deslocamento das extremidades apoiadas das vigas porta-guindaste de seções independentes

O comprimento da chapa de apoio horizontal (fig. VI.52, *a*) determina-se de forma que a fixação possa resistir ao esforço de cisalhamento total que atua ao longo do recorte na alma.

A fixação das vigas porta-guindaste aos pilares de aço realiza-se normalmente de acordo com o modelo indicado na fig. VI.50. A nervura de apoio da viga fixa-se ao pilar por meio de uma articulação com a ajuda de parafusos e uma ou duas pranchetas. Os parafusos são calculados de maneira a resistir ao seguinte esforço

$$N = Q_{\text{fr}} \frac{h}{h-a}, \qquad \text{(VI.94)}$$

onde Q_{fr} é a reação da viga de frenagem;
h, altura da viga juntamente com o trilho;
a, distância desde a cabeça do trilho até o centro da fixação.

Os parafusos verticais que fixam as vigas porta-guindaste aos pilares devem ser calculados para resistir ao cisalhamento causado pela frenagem longitudinal dos guindastes que se determina pela fórmula

$$T_{\text{lon}} = 0{,}1\Sigma P, \qquad \text{(VI.95)}$$

onde ΣP é a soma das pressões de todas as rodas de frenagem dos guindastes sobre a viga (o número das rodas de frenagem é igual normalmente à metade do número total das rodas dos guindastes).

O diâmetro dos orifícios que se fazem para os parafusos na placa de apoio superior devem ser 3—5 mm superiores aos diâmetros dos parafusos; a arruela deve ser posta com um certo aperto no parafuso e soldada no processo de montagem.

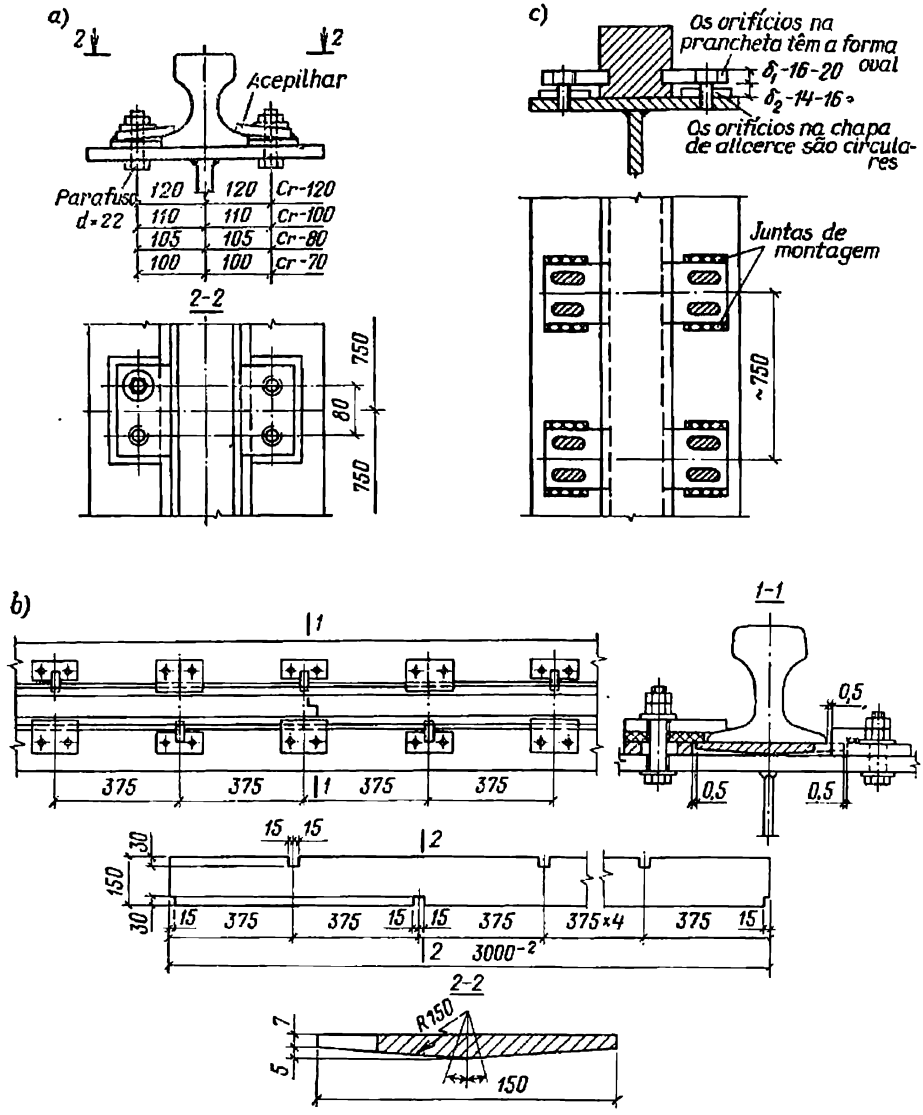


Fig. VI.54. Fixação dos trilhos nas vigas porta-guindaste

6. Tipos de fixação dos trilhos dos guindastes

Utilizam-se na qualidade de trilhos de guindastes os trilhos de perfil especial KP (abreviação das palavras russas «trilho de guindaste») de acordo com GOST 4121—62*, trilhos ferroviários comuns ou barras retangulares. A escolha do tipo do trilho e da sua fixação dependem da capacidade de içar, do regime de trabalho do guindaste e do tipo das suas rodas (isto é, cilíndricas ou cônicas).

A largura necessária da cabeça do trilho está indicada nas normas para os guindastes e varia entre 50 e 140 mm.

A fixação segura do trilho tem uma grande importância para a sua exploração normal. Houve casos de desarranjo da via férrea e do banzo da viga devido ao seu endireitamento inicial precário e fixação má.

A fixação imóvel, isto é, a soldagem do trilho à viga, admite-se somente quando se trata dos guindastes com o regime leve de trabalho. Em todos os demais casos é preciso utilizar a fixação imóvel. Se o banzo da viga não é largo, os trilhos ferroviários podem ser fixados com engates especiais (com um intervalo de 500—700 mm), orientados em sentidos opostos. Os trilhos especiais para os guindastes KP são fixados com ajuda de pranchetas (fig. VI.54, *a* e *b*).

Os trilhos em forma de barras são fixados com a ajuda de pranchetas introduzidas nos entalhes abertos nas barras (fig. VI.54, *c*); os orifícios que se fazem nestes casos nas pranchetas são ovalados e os orifícios nas vigas porta-guindaste e nas sapatas para os parafusos, são redondos. Entre as sapatas e os trilhos deve existir uma folga de 10—20 mm para um endireitamento deste último; a espessura da sapata deve ser 2—3 mm inferior à distância desde o entalhe da barra até a extremidade para que a prancheta depois de apertada com o parafuso possa exercer a ação de mola. As pranchetas depois de instaladas nos entalhes são fixadas por meio da solda às sapatas. Cada prancheta deve ser fixada como mínimo com dois parafusos. Ao escolher a seção das vigas porta-guindaste é preciso levar em consideração a debilitação da seção por causa dos orifícios abertos para estes parafusos.

§ 32. VIGAS DAS LIGAS DE ALUMÍNIO

A escolha da seção e a determinação da altura ótima das vigas de alumínio realiza-se da mesma forma que as operações idênticas para as vigas de aço, mas uma vez que o módulo de elasticidade E_a das ligas de alumínio é quase três vezes inferior ao módulo de elasticidade do aço, aumentam consideravelmente as exigências referentes à determinação da altura mínima da viga na base da flecha admissível, que de acordo com as normas deve satisfazer a condição $f/l = 1/n_0$ (ver o apêndice 3) e as questões de estabilidade.

A fórmula para a determinação da altura mínima necessária da viga de alumínio (em cm) pode ser obtida se o material é utilizado totalmente ($\sigma = R$) admitindo na fórmula (VI.3) $n_p = n_q$:

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \frac{\sigma l n_0}{E_a n_q} = \frac{R l n_0}{3{,}4 \cdot 10^4 n_q}, \qquad \text{(VI.96)}$$

onde R é a resistência nominal das ligas de alumínio em kN/cm², adotada de acordo com as tabelas II.15 ou II.16;

l, vão da viga em cm;

$n_0 = l/f$, valor recíproco à flecha relativa dada;
$E_a = 7100$ kN/cm², módulo de elasticidade longitudinal das ligas de alumínio;
n_q, coeficiente de sobrecarga da carga provisória.

A altura ótima das vigas de alumínio também se determina pelas fórmulas (VI.22) ou (VI.27). Se $h_{min} > h_{ot}$, a altura ótima determina-se pela fórmula (VI.31).

Uma vez que a variação do peso no caso de pequenos desvios da altura ótima é insignificante, pode-se recomendar a seguinte fórmula para determinar a altura ótima das vigas de alumínio

$$h_{ot} = 1{,}6\sqrt{W/\delta}. \qquad \text{(VI.97)}$$

Neste caso o coeficiente $\alpha = 3/4$, isto é, 75% do material deve ser concentrado na alma da viga e apenas 25%, em ambos os banzos.

Tabela VI.17

Relações máximas l/b que não exigem a verificação da estabilidade das vigas de alumínio

Ligas	No caso da carga aplicada				No caso de existência de fixações intermediárias do banzo superior independentemente do local de aplicação da carga	
	ao banzo superior da viga		ao banzo inferior da viga			
	soldada e prensada	rebitada	soldada e prensada	rebitada	soldada e prensada	rebitada
АМц-М, АМг-М, АД31-Т	12,8	15	20,5	23,4	15,7	17,7
АВ-Т, АД31-Т1 e АМц-П	10,5	11,8	17	18,3	13	13,9
АВ-Т1 e АД33-Т1	10,5	10,6	17	16,5	13	12,5
АМг6-М e АМг-П	9,1	10,6	14,8	16,5	11,2	12,5
АМг61 e В92$\frac{1}{1}$(chapa)	8,3	9,8	13,5	15,2	10,2	11,5
Д1-Т	7,6	8,8	12,2	13,8	9,3	10,4
Д16-Т e В92 (perfil)	6,6	7,6	10,6	11,9	8	9

Nota. Não se recomenda utilizar as vigas com a altura $h > 5b$.

A largura dos banzos das vigas de alumínio é pequena, por isso adquire uma importância especial nestes casos a verificação da sua estabilidade geral.

O cálculo de resistência das vigas de alumínio faz-se pela primeira das fórmulas (VI.12) e a sua estabilidade geral calcula-se pela fórmula (VI.14).

O coeficiente φ_v determina-se da mesma forma que o coeficiente φ_v para as vigas de aço, isto é, pela fórmula (VI.54), onde o valor de ψ adota-se de acordo com as RNCC. II-B.5-64 em função do coeficiente α [ver as fórmulas (VI.55) e (VI.56)]. Na tabela VI.17 estão

indicados os valores máximos da relação do comprimento nominal do banzo comprimido da viga l à sua largura b, que não exigem, de acordo com as RNCC. II-B.5-64, a verificação da estabilidade das vigas soldadas e prensadas.

Se o valor de φ_v determinado pela fórmula (VI.54) é superior a 0,667, em vez de φ_v na fórmula (VI.14) coloca-se o coeficiente φ'_v determinado pela tabela VI.18.

Na tabela VI.19 estão indicados os valores máximos admissíveis

Tabela VI.18

Valores do coeficiente φ'_v para as vigas de alumínio

φ_v	0,667	0,7	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
φ'_v	0,667	0,698	0,747	0,82	0,876	0,917	0,949	0,975	1

Tabela VI.19

Valores máximos admissíveis de b_1/δ_b para as vigas de alumínio soldadas e prensadas

АМЦ-М, АМг-М, АВ-Т1, АД31-Т	АМг6-М, АД31-Т, АВ-Т, АМц-Н, АМг-Н	АМг61	АД33-Т1	Д16-Т	В92	
					chapa	perfil
11	10	9	12	7,5	9	7,5

Tabela VI.20

Valores máximos admissíveis de b/δ_b para as cantoneiras das vigas rebitadas

АМц-М, АМц-М, АМг6-М, АВ-Т, АД31-Т, АД31-Т1	АВ-Т1, АД33-Т1	Д1-Т, АМг61	Д16-Т, В92
15	14	12	11

da relação da sacada não reforçada do banzo comprimido à sua espessura b_1/δ_b para as vigas de alumínio soldadas e prensadas.

Na tabela VI.20 estão indicadas as relações máximas admissíveis das abas não reforçadas das cantoneiras nos banzos comprimidos das vigas rebitadas, sem as chapas horizontais.

Se as sacadas livres estão reforçadas por engrossamentos, as relações máximas b/δ_b aumentam.

No caso de ausência da carga móvel a estabilidade local das almas da viga é considerada garantida e não requer a verificação se a fle-

xibilidade da alma $k_{al} = h_0/\delta$ não ultrapassa os valores indicados na tabela VI.21.

Quando os valores $h_0/\delta \leqslant 60$ não é preciso colocar as nervuras de reforço; se os valores h_0/δ não correspondem a esta condição as nervuras de reforço são colocadas à distância máxima de $2h$ uma da outra.

Tabela VI.21

Valores de h_0/δ que não exigem a verificação da estabilidade das almas das vigas de alumínio

Tipo da viga	АМц-М, АМг-М, АД31-Т	АМг-6-М, АД31-Т1, АВ-Т, АМц-Н, АМг-Н	АМг61, В92	АВ-Т1	АД33-Т1	Д1-Т	Д16-Т
Soldada ou prensada	80	60	55	70	75	55	45
Rebitada	—	80	70	75	80	65	55

A verificação da estabilidade local da alma (se não existe a carga concentrada móvel) realiza-se pela fórmula

$$\sqrt{(\sigma/\sigma_0)^2 + (\tau/\tau_0)^2} \leqslant \vartheta, \qquad \text{(VI.98)}$$

onde σ e τ são as tensões nominais na viga;
σ_0 e τ_0, as respectivas tensões críticas em kN/cm²;

$$\sigma_0 = 21 \left(\frac{100\delta}{h_0}\right)^2; \qquad \text{(VI.99)}$$

$$\tau_0 = \left(4{,}2 + \frac{3{,}2}{\mu^2}\right)\left(\frac{100\delta}{d}\right)^2; \qquad \text{(VI.100)}$$

d, é o menor dos lados da célula; μ, relação do lado maior da célula ao lado menor.

O valor de ϑ admite-se igual a 1 para as almas feitas das ligas АВ-Т1 e АД33-Т1. Nos demais casos o valor de ϑ determina-se pela

Tabela VI.22

Valores de ϑ

σ_{red}/R	2/3	0,7	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1
ϑ	1	0,974	0,922	0,86	0,788	0,803	0,607	0,5

tabela VI.22 em função da relação entre a tensão reduzida e a tensão nominal σ_{red}/R no intervalo

$$2/3 \leqslant \sigma_{red}/R = \frac{1}{R}\sqrt{\left(\frac{2}{3}\sigma\right)^2 + 3\tau^2} \leqslant 1.$$

Nas almas das vigas não se admite que $\sigma_{red}/R > 1$.

A largura da parte saliente das nervuras de reforço não pode ser inferior a $b_n \geqslant h_0/30 + 40$ mm, a espessura da nervura não pode ser inferior a $1/12\ b_n$.

A nervura de apoio deve ser bem ajustada ao banzo inferior da viga. Quando se verifica a capacidade do sustento da viga de transmitir a reação de apoio, na seção do sustento além das nervuras de apoio devem ser incluídas as faixas da alma com a largura de $12\ \sigma_{al}$ de cada lado da alma.

§ 33. VIGAS PROTENDIDAS (SUBMETIDAS À TENSÃO PRÉVIA)

Nas vigas metálicas a tensão prévia utiliza-se para economizar o metal e diminuir a suscetibilidade da estrutura à deformação; este método se utiliza também para regular as tensões na estrutura e darlhe uma forma mais racional. A tensão prévia pode ser obtida de diversas maneiras, entre as quais os principais são: submissão de elementos de alta resistência à tensão por meio de um feixe de arames ou um cabo situado na zona tendida da estrutura; regulação dos momentos de flexão e das flechas mediante a alteração da disposição dos apoios em altura no caso de vigas contínuas, ou por meio de esticamento das extremidades das consolas quando se trata das vigas em balanço (cantilever), etc.

No primeiro caso a compressão excêntrica da estrutura provoca nela tensões de sinal oposto àquelas que deveriam surgir por causa da carga temporária. No caso de solicitação da viga com as cargas temporárias no começo devem ser analisadas as tensões iniciais devidas à tensão prévia, o que permite aumentar a carga de exploração total que se aplica à viga. Neste caso o feixe de arame (o cabo), situado na zona tendida é solicitado com uma carga adicional (ou submetido a um processo de autotensão); no entanto, devido à alta resistência dos arames, a quantidade de metal que deve ser despendida para eles é relativamente pequena. Esta operação permite diminuir em 10—18% a quantidade do metal despendido para a viga; a respectiva diminuição do custo é de 5—15%.

Nas vigas contínuas também convém utilizar a tensão prévia instalando os elementos que produzem a tensão sobre os apoios na zona tendida. Cada um destes elementos acrescenta ao esquema de cálculo uma incógnita a mais.

Se a viga está solicitada por uma grande carga constante, convém aplicar o método de tensão prévia múltipla mediante o carregamento gradual da viga.

No segundo caso (regulação dos momentos) pode-se conseguir a diminuição dos momentos de flexão no vão mediante o seu aumento nos apoios, por exemplo, mediante a submissão de consolas à tensão nos locais em que a estrutura permite colocar seções de grande altura, o que diminui também a flecha no meio do vão. Nestes casos

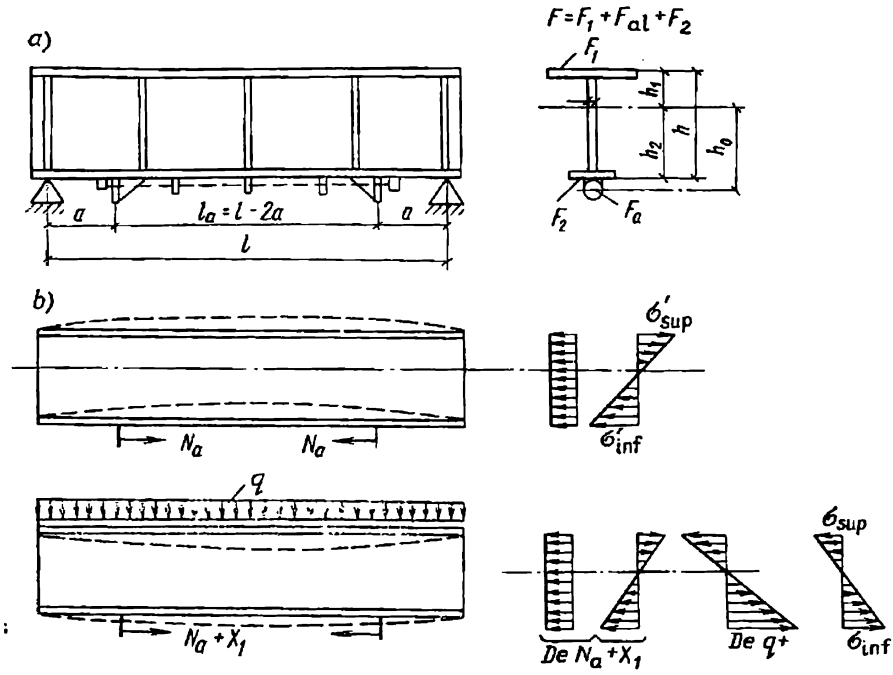


Fig. VI.55. Viga protendida

convém utilizar as vigas combinadas (complexas), em que juntamente com as vigas de aço trabalha também o revestimento de concreto armado que faz parte do banzo comprimido da estrutura.

Analisemos o trabalho de uma viga submetida uma só vez à tensão prévia (fig. VI.55). O elemento de alta resistência, ou seja, o feixe de arames com o diâmetro de 3—6 mm ou um cabo, deve ser instalado junto do banzo inferior (em baixo dele), passando livremente através de estribos de guia, em forma de semi-anéis, fixados ao banzo por meio da solda com um intervalo de 1,5—2 metros (fig. VI.55, *a*). Estes estribos são indispensáveis para que no processo de tensão prévia, o banzo inferior, submetido neste caso à compressão, não perdesse a estabilidade. Normalmente o feixe de arames ou o cabo não abrange todo o comprimento da viga; as suas extremidades são fixadas com chumbadores.

O cálculo de uma viga dividida que tem um só vão faz-se por etapas. Inicialmente, no processo de aplicação da tensão preliminar N_a a viga sofre a compressão excêntrica, que provoca o esforço de tração no banzo superior da viga (fig. VI.55, *b*),

$$\sigma'_{sup}=-\frac{n_2N_a}{F}+\frac{n_2N_ah_a}{W_{sup}}, \qquad \text{(VI.101)}$$

e a compressão no banzo inferior vem a ser

$$\sigma_{inf} = -\frac{n_2 N_a}{F} - \frac{n_2 N_a h_a}{W_{inf}}, \qquad \text{(VI.102)}$$

onde $n_2 = 1{,}1$ é o coeficiente de sobrecarga da força da tensão preliminar;
W_{sup}, W_{inf}, momentos de resistência da viga, correspondentes respectivamente à fibra superior e inferior.

As demais designações estão indicadas na fig. VI.55, *a*.

A seguir, à medida que se aplica a carga temporária de exploração, a viga começa a trabalhar como um sistema subtendente, do primeiro grau de indeterminabilidade estática. Adotamos como incógnita o esforço adicional no cabo de tração X_1; este esforço começa a se desenvolver sob a influência da carga externa. Podemos qualificar esse esforço que provoca na viga tensões adicionais como força de autotensão.

O total de tensões devidas à ação conjunta da tensão prévia e da carga externa vem a ser:

no banzo superior

$$\sigma_{sup} = -\frac{n_1 N_a X_1}{F} - \frac{M - (n_1 N_a + X_1) h_a}{W_{sup}}, \qquad \text{(VI.103)}$$

no banzo inferior

$$\sigma_{inf} = -\frac{n_1 N_a + X_1}{F} + \frac{M - (n_1 N_a + X_1) h_a}{W_{inf}}. \qquad \text{(VI.104)}$$

Aí o coeficiente de sobrecarga da força de tensão preliminar N_a considera-se igual a $n_1 = 0{,}9$, isto é, inferior a 1, pois neste caso a diminuição desta força aumenta a tensão.

O esforço incógnito de autotensão X_1 determina-se pela fórmula geral

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{\int_a^{l-a} \frac{M_1 M}{EJ}\, dx}{\int_a^{l-a} \frac{M_1^2}{EJ}\, dx + \frac{l_a}{E_a F_a} + \frac{l_a}{EF}}, \qquad \text{(VI.105)}$$

onde M é o momento no sistema básico, na viga, causado pela carga externa;
M_1, momento originado pela força $X_1 = 1$;
EJ, rigidez da viga no caso de flexão;
$E_a F_a$, rigidez do elemento de tensão (isto é, feixe de arames ou cabo);
a, comprimento do setor da viga que não tem o elemento de tensão (um cabo, por exemplo).

Daí podemos calcular o esforço de autotensão X_1 para a viga com o elemento de tensão disposto segundo está mostrado na fig. VI.55, *a*:

no caso de solicitação da viga com uma carga distribuída uniformemente temos

$$X_1 = \frac{2Mh_a}{3[h_a^2 + J/F + EJ/(E_a F_a)]}\gamma_1; \qquad \text{(VI.106)}$$

no caso de solitação da viga com um sistema de cargas concentradas iguais

$$X_1 = \frac{Ph_a[l(x_1+x_2+\ldots+x_n)-(x_1^2+x_2^2+\ldots+x_n^2)]}{2l[h_a^2+J/F+EJ/(E_aF_a)]}\gamma_1, \qquad \text{(VI.107)}$$

sendo

$$\gamma_1 = \frac{l^3-6la^2+4a^3}{l^2(l-2a)} \approx (2-l_a/l);$$

h_a, distância do eixo neutro até o eixo do elemento de tensão (cabo de tração);
P, carga concentrada;
$x_1, x_2, \ldots, x_n$, distâncias do apoio esquerdo até a primeira, segunda, n-ésima carga.

A seção da viga resulta ótima se as relações das áreas das seções dos banzos e da alma são tais que as tensões máximas surgem nos banzos da viga não somente por causa da carga σ_{sup} e σ_{inf}, mas também no caso de tensão prévia no banzo inferior σ'_{inf}, o que limita o aumento da capacidade portante de uma viga protendida. Portanto, a seção ótima deve satisfazer as seguintes condições [1]:

$$\sigma_{sup} = R; \quad \sigma_{inf} = R; \quad \sigma'_{inf} = R. \qquad \text{(VI.108)}$$

É evidente que a seção da viga deve ser assimétrica e a largura do banzo inferior deve ser apenas suficiente para garantir a sua estabilidade no caso de tensão prévia (ver a fig. VI.55).

Se conservar as designações das características geométricas adotadas nas fórmulas (VI.18) e (VI.19) para as vigas comuns, ou seja: flexibilidade da alma $k_{al} = h_0/\delta$; coeficiente de distribuição do material $\alpha = F_{al}/F$ = área da seção da alma/área da seção de toda a viga e adotar a noção de coeficiente de assimetria

$$A = h_2/h_1 = W_{sup}/W_{inf}, \qquad \text{(VI.109)}$$

então as características geométricas ótimas da seção podem ser expressas da seguinte maneira [2]:

$$F_{al} = \alpha F; \quad F_1 = F(A/(A+1) - \alpha/2); \quad F_2 = F(1/(A+1) - \alpha/2);$$
$$F = F_1 + F_2 + F_{al}. \qquad \text{(VI.110)}$$

---

[1] **Vakhurkin V. M.** A respeito da escolha da viga de aço protendida. «Mecânica de construção e o cálculo de estruturas», 1959, N° 2. **Vedenikov G. S.** Algumas questões da estrutura ótima de uma viga de aço protendida.—«Informes científicos da escola superior. Construção civil», 1958, N° 1.

[2] **Vassiliev A. A.** Parâmetros ótimos das vigas de aço submetidas uma só vez à tensão prévia.—«Mecânica de construção e cálculo de estruturas», 1961. N° 1.

Satisfazendo a condição ótima (VI.108) podemos expressar o momento com que está solicitada o viga em função dos parâmetros geométricos e do coeficiente de autotensão:

$$M = RC\sqrt{F^3 k_{a1}}, \qquad \text{(VI.111)}$$

onde

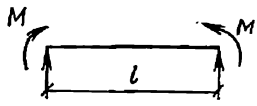
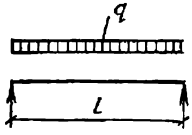
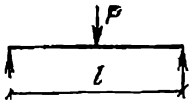
$$C = (1+\beta)\sqrt{\frac{6A^3(1-A)^2[A-(1+\beta)]}{(A+1)^3[A(1-\beta)-(1+\beta)]^3}}; \qquad \text{(VI.112)}$$

$$\beta = \frac{n_1 N_a + X_1}{n_1 N_a} \text{ é o coeficiente de autotensão.} \qquad \text{(VI.113)}$$

O valor C pode ser qualificado como o parâmetro que caracteriza a vantagem da seção. Dado que os valores práticos do coeficiente de

Tabela VI.23

Valores de A e C

Tipo de carregamento da viga	μ_a	$n_1 = 0{,}9$	$n_2 = 1{,}1$	$n_1 = 1$	$n_2 = 1$	Comprimento racional do elemento que provoca a tensão [1]
		A	C	A	C	
	0,1	1,58	0,347	1,87	0,348	$l_a = l$
	0,2	1,75	0,359	2,11	0,369	
	0,3	1,99	0,381	2,56	0,399	
	0,4	2,4	0,415	3,6	0,446	
	0,1	1,69	0,329	1,83	0,344	$l_a = l\sqrt{\eta}$
	0,2	1,8	0,341	1,98	0,357	
	0,3	1,95	0,354	2,16	0,371	
	0,4	2,12	0,367	2,36	0,384	
	0,1	1,72	0,323	1,82	0,342	$l_a = \eta l$
	0,2	1,88	0,328	1,94	0,353	
	0,3	2,07	0,332	2,06	0,363	
	0,4	2,27	0,336	2,19	0,373	

[1] O coeficiente $\eta = 1 - \frac{\sqrt{0{,}55}}{C}\left[\frac{6A - 0{,}55(A+1)^2}{A(A+1)}\right]$. (VI.113)

autotensão β variam entre 1 e 3, o coeficiente α varia pouco e pode ser adotado como constante ($\alpha = 0{,}55$) num diapasão bastante amplo de variação do coeficiente de assimetria da seção A.

Para os três tipos característicos do carregamento, indicados na tabela VI.23, pode-se determinar o esforço de autotensão X_1 e esta-

belecer a relação entre A e C, correspondente às condições mais vantajosas. Neste caso admite-se que o comprimento do elemento que provoca a tensão foi estabelecido de forma que a tensão extrema ($\sigma = R$) na viga tenha lugar no local em que começa o elemento de tensão e a área da seção do cabo de tração foi estabelecida de maneira que a soma das projeções de todas as forças sobre o eixo horizontal seja igual a zero; a área foi calculada pela fórmula

$$F_a = F \frac{R}{R_a} \frac{A-1}{A+1}, \qquad \text{(VI.114)}$$

Daí se pode determinar diretamente o valor da tensão prévia N_a, desde que seja conhecido o tipo de carregamento da viga, isto é, se é conhecido o esforço X_1;

$$N_a n_2 + X_1 = F_a R_a,$$

donde

$$N_a = \frac{F_a R_a - X_1}{n_2} \qquad \text{(VI.115)}$$

Na tabela VI.23 [1] estão indicados os valores de A e C em função da relação escolhida das deformações relativas dos materiais da viga e do elemento de tensão μ_a e do tipo da carga com que está solicitada a viga

$$\mu_a = \varepsilon/\varepsilon_a = RE_a/(ER_a). \qquad \text{(VI.116)}$$

Os coeficientes de sobrecarga $n_1 = 0{,}9$ e $n_2 = 1{,}1$ são adotados no processo de controle indireto do esforço de tensão prévia N_a (pela flecha da viga, pelo esforço de tensão dos parafusos, mediante a introdução de cunhas, etc.).

Quando o esforço de tensão prévia é determinado com a ajuda de aparelhos de medição (manômetros, por meio da medição da tensão com os tensômetros, etc.), pode-se admitir $n_1 = n_2 = 1$.

Portanto, a escolha da seção ótima da viga com o elemento de tensão retilíneo situado ao nível do banzo inferior, pode ser realizada da seguinte forma:

1) adota-se a flexibilidade da alma $k_{al} = h_0/\delta$ (ver a tabela VI.12) ou a espessura mínima possível δ da alma de forma que a sua resistência seja suficiente para suportar à influência da força transversal Q (determina-se pela fórmula VI.26) ou da pressão local (calcula-se pela fórmula VI.77);

2) escolhe-se o material do elemento de tensão e pela fórmula (VI.116) determina-se o coeficiente de deformações relativas μ_a;

3) de acordo com o valor de μ_a e tipo de carregamento, pela tabela VI.23 determinam-se os valores de A e C;

4) na base dos valores M, C, R e k_{al} ou δ determinam-se as características geométricas da viga pelas fórmulas (VI.110); o coefi-

[1] Instrução para a projeção de estruturas de aço submetidas ao esforço prévio. M., Gosstroiizdat, 1963.

ciente α adota-se igual a 0,55:

$$F=\sqrt[3]{\frac{M^2}{C^2R^2k_{al}}} \quad \text{ou} \quad F=\sqrt{\frac{M}{CR}\frac{\delta}{\alpha}}=1{,}16\sqrt[4]{\delta}\sqrt{\frac{M}{CR}};$$

$$h_{ot}=F_{al}/\delta; \qquad \text{(VI.117)}$$

5) pela tabela VI.23 determina-se o comprimento racional do elemento de tensão para o tipo de carregamento dado;

6) pelas fórmulas (VI.106) ou (VI.107) determina-se o esforço de autotensão X_1 no elemento de tensão para o tipo de carregamento dado, depois disso pela fórmula (VI.115) determina-se o esforço de tensão prévia;

7) pelas fórmulas (VI.103) e (VI.104) determina-se a tensão na viga. No processo de fabricação da viga o esforço no elemento de tensão durante a aplicação da tensão é controlado pelo esforço

$$N_c=\frac{N_a}{0{,}95}+\Delta_a\frac{E_aF_a}{l_a}, \qquad \text{(VI.118)}$$

onde 0,95 é o coeficiente de relaxação para os elementos de tensão feitos de feixes de arame de alta resistência e cabos;

Δ_a, cedência dos chumbadores que fixam o elemento de tensão à viga; adota-se igual a 0,1 cm se como chumbadores se utilizam porcas bem apertadas ou sapatas em forma de cunhas e igual a 0,2 cm se se utilizam os chumbadores com guarnições ou arruelas.

Deve-se ter em conta que o esforço controlado no cabo de tração (elemento de tensão) não deve ser superior ao esforço que o banzo

Tabela VI.24

Resistência de arames de diversos diâmetros

Diâmetros dos arames, mm	2,5	3	4	5	6	7	8
Resistência, kN/cm²	112	106	101	95	90	84	78

inferior da viga, comprimido no processo de tensão prévia (no setor entre os estribos de guia), pode agüentar. Este esforço máximo verifica-se pela fórmula:

$$N_{ex.b}=\frac{R\varphi_y^{inf}FW_{inf}}{W_{inf}+h_aF}, \qquad \text{(VI.119)}$$

onde φ_y^{inf} é o coeficiente de flexão longitudinal do banzo inferior da viga.

Portanto, deve ser satisfeita a exigência

$$N_c\leqslant N_{ex.b}. \qquad \text{(VI.120)}$$

O elemento de tensão (cabo de tração) pode ser feito de um feixe de arames de alta resistência, dispostos paralelamente, de cabos (talingas de sete pernas) ou barras rígidas de aço de alta resistência.

A resistência do feixe de arames de alta resistência (segundo GOST 7348—63, 7372—66* e 8480—63) adota-se pela tabela VI.24.

Nos cálculos o esforço das talingas de sete pernas adota-se igual a 65% do esforço de ruptura, indicado em GOST; o respectivo índice para os cabos zincados é equivalente a 60% do esforço de ruptura.

Os elementos de tensão feitos de arames de alta resistência têm o módulo de elasticidade bastante alto ($E_a = 2 \cdot 10^4$ kN/cm^2). O seu defeito básico é que o feixe se faz à mão. Os elementos de tensão

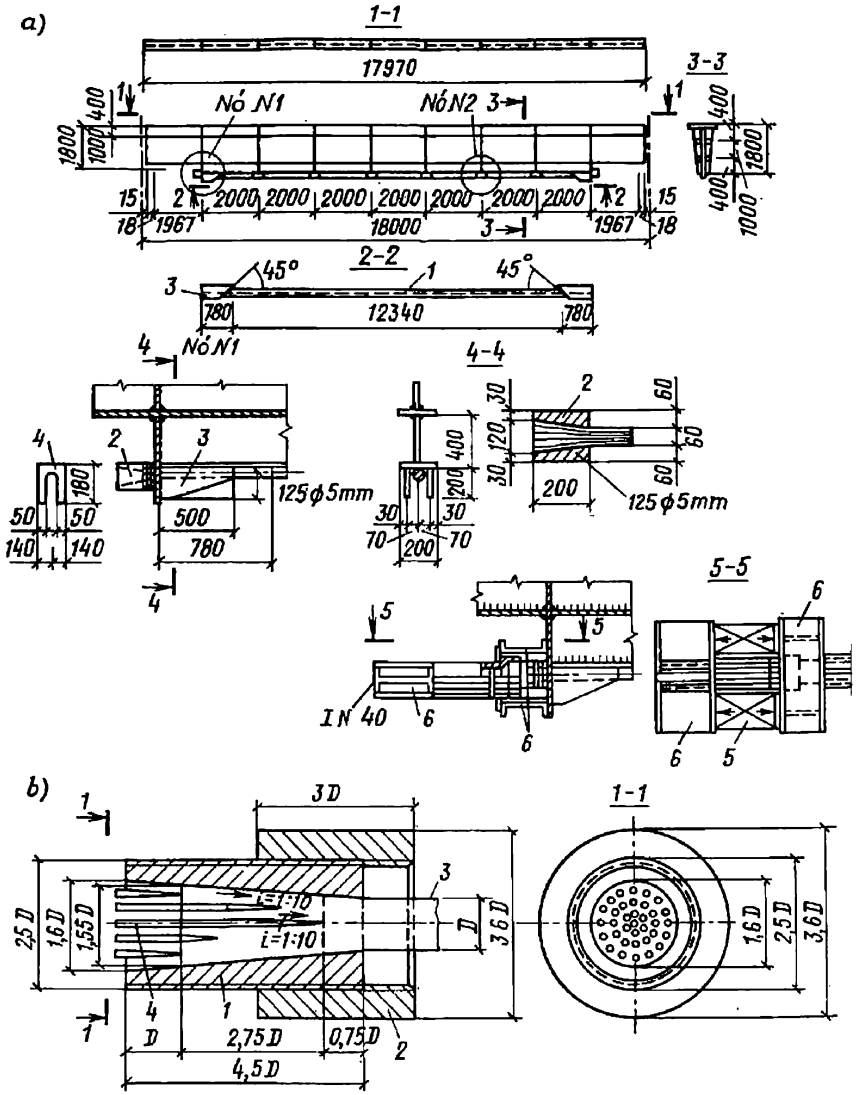


Fig. VI.56. Chumbadores para fixar o cabo de tração (elemento de tensão) na viga

a: *1*—feixe de arames (elemento de tensão); *2*—cilindro de chumbar; *3*—nervura; *4*—arruela; *5*—macacos hidráulicos; *6*—vigas auxiliares utilizadas para impor a tensão. *b*: *1*—cilindro de chumbar; *2*—bucha; *3*—feixe de arames; *4*—cunhas

feitos de talingas são produzidos nas empresas especializadas, mas o seu módulo de elasticidade é reduzido ($E_a = 1{,}6 \cdot 10^4 \ldots 1{,}8 \times \times 10^4$ kN/cm²), em conseqüência disso a estrutura resulta mais suscetível às deformações e o efeito de tensão prévia utiliza-se de uma forma menos racional.

A fixação dos elementos de tração (ou seja, feixes de arames ou cabos) com chumbadores realiza-se por diversos métodos. Quando os esforços e os feixes são pequenos (o que é bastante raro), pode-se utilizar como chumbador a sapata cônica de duas fileiras, do mesmo tipo que se utiliza nas estruturas protendidas de concreto armado. Quando os esforços são grandes, utiliza-se o cilindro com a parede cônica. O arame ou o cabo desfiado é introduzido no cilindro, cujo interior tem a forma de um cone truncado, depois o cilindro é cheio com o metal Babbit ou com alguma outra liga, por exemplo ЦАМ9-1,5, de acordo com GOST 7117—62 (fig. VI.56, *a*). Se na qualidade do elemento de tensão se utiliza um feixe de arames, no cilindro pode ser introduzida sob pressão uma tampa de metal doce (Ст2), assim como diversas cunhas metálicas (cujas extremidades devem ser depois soldadas); este método produz uma grande força de empuxo que impede a arrancada do feixe do cilindro (fig. VI.56, *b*). Nos chumbadores deste tipo pode ser dispensado o processo de enchimento do cilindro, o que requer muito trabalho. Os feixes com os cilindros de chumbar são fabricados separadamente da viga e instalados nesta já totalmente prontos. Para impor a tensão prévia ao cabo de tração no cilindro abre-se a rosca em que se põe mediante parafusamento uma luva roscada; nesta estão fixadas as vigas auxiliares apoiadas nos macacos hidráulicos. Depois do esticamento do elemento de tensão, o que deve ser controlado por um manômetro instalado no macaco hidráulico, entre o cilindro de chumbar e o apoio são colocadas arruelas em forma de garfos. A alma da viga junto do apoio do chumbador deve ser reforçada com as nervuras.

Se o controle é bastante eficiente, pode-se conseguir a tensão prévia do cabo de tração esticando transversalmente o feixe ou o cabo ou introduzindo à força cunhas metálicas entre o chumbador e a estrutura de apoio.

Exemplo VI.12. Calcular na base dos dados dos exemplos VI.4 e VI.5 uma viga protendida soldada, de aço BCт3, com o vão de 12 m, solicitada por uma carga distribuída uniformemente $q = 211{,}3$ kN/m. O momento é $M = 3800$ kN·m, a força transversal $Q = 1270$ kN.

Solução. 1. Adotamos como elemento de tensão um feixe de arames com o diâmetro de 3 mm, segundo GOST 7348—63. De acordo com a tabela VI.24 a resistência nominal dos arames vem a ser $R_a = 106$ kN/cm², $E_a = 2 \cdot 10^4$ kN/cm².

O coeficiente de deformações relativas

$$\mu_a = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_a} = \frac{RE_a}{ER_a} = \frac{21 \cdot 2 \cdot 10^4}{2{,}1 \cdot 10^4 \cdot 106} = 0{,}189.$$

Interpolando os dados da tabela V.23 determinamos os valores de A e C para a viga solicitada com uma carga distribuída uniformemente, sendo os

coeficientes de sobrecarga $n_1 = 0{,}9$ e $n_2 = 1{,}1$, $\mu_a = 0{,}\ldots$, ... = 0,34.

2. Escolhemos a flexibilidade da alma k_{al} ou adotamos a sua espessura mínima possível. Adotando a mesma espessura da alma da viga que nos exemplos VI.4 e VI.5, ou seja, $\delta = 1$ cm, calculamos pelas fórmulas (VI.117) e (VI.110) as características geométricas mínimas indispensáveis:

$$F = 1{,}16\sqrt[4]{\delta}\sqrt{\frac{M}{CR}} = 1{,}16\sqrt[4]{1}\sqrt{\frac{380\,000}{0{,}34\cdot 21}}\ \text{cm}^2 = 268\ \text{cm}^2;$$

$$F_1 = F\,[A/(A+1) - 0{,}275] = 268\,(1{,}79/2{,}79 - 0{,}275)\ \text{cm}^2 = 99\ \text{cm}^2;$$

$$F_2 = F\,[1/(A+1) - 0{,}275] = 268\,(1/2{,}79 - 0{,}275)\ \text{cm}^2 = 22{,}5\ \text{cm}^2;$$

$$F_{al} = 0{,}55\cdot 268 = 147\ \text{cm}^2;\quad h_{ot} = F_{al}/\delta = 147/1 = 147\ \text{cm};$$

$$F_a = F\frac{R}{R_a}\frac{A-1}{A+1} = 268\frac{21\cdot 0{,}79}{106\cdot 2{,}79}\ \text{cm}^2 = 15\ \text{cm}^2.$$

O comprimento racional do elemento de tensão vem a ser (ver a tabela V .23)

$$l_a = l\sqrt{\eta} = 1200\sqrt{0{,}535} = 880\ \text{cm},$$

onde

$$\eta = 1 - \frac{\sqrt{0{,}55}}{C}\left[\frac{6A - 0{,}55(A+1)^2}{6A(A+1)}\right] =$$

$$= 1 - \frac{0{,}74}{0{,}34}\left[\frac{6\cdot 1{,}79 - 0{,}55\cdot 2{,}79^2}{6\cdot 1{,}79\cdot 2{,}79}\right] = 0{,}535.$$

3. Escolhemos a seção e verificamos a tensão na viga. Adotamos a seção do banzo superior, feito de uma chapa, 520 × 20 mm, o banzo inferior faz-se de uma chapa 300 × 10 mm e a alma de uma chapa 1470 × 10 mm (fig. VI.57);

$$F = F_1 + F_2 + F_{al} = 52\cdot 2 + 30\cdot 1 + 147\cdot 1 = 281\ \text{cm}^2.$$

Calculamos a distância do centro de gravidade da viga até o eixo da chapa inferior

$$z_0 = \frac{147\cdot 74 + 104\cdot 148{,}5}{281}\ \text{cm} = 93{,}5\ \text{cm},$$

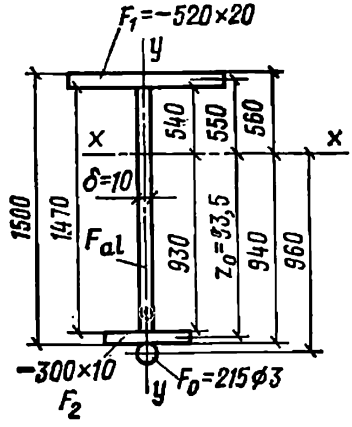


Fig. VI.57. Exemplo VI.12

depois disso determinamos:
o momento de inércia da viga

$$J = 104 \cdot 55^2 + 30 \cdot 93{,}5^2 + \frac{1 \cdot 54^3}{3} + \frac{1 \cdot 93^3}{3} = 897\,000 \text{ cm}^4,$$

os momentos de resistência

$$W_{\text{inf}} = 897\,000/94 \text{ cm}^3 = 9570 \text{ cm}^3;$$
$$W_{\text{sup}} = 897\,000/56 \text{ cm}^3 = 16\,000 \text{ cm}^3.$$

Calculamos a seguir o momento de inércia do banzo inferior em relação ao eixo y—y:

$$J_y = \frac{1 \cdot 30^3}{12} \text{ cm}^4 = 2240 \text{ cm}^4 \quad \text{e} \quad r_y = \sqrt{2240/30} \text{ cm} = 9 \text{ cm}.$$

O esforço de autotensão no cabo de tração [de acordo com a fórmula (VI.106)]

$$X_1 = \frac{2Mh_a}{3\left(h_a^2 + \frac{J}{F} + \frac{EJ}{E_a F_a}\right)}\left(2 - \frac{l_a}{l}\right) =$$

$$= \frac{2 \cdot 380\,000 \cdot 96}{3\left(96^2 + \frac{897\,000}{281} + \frac{2{,}1 \cdot 10^4 \cdot 897\,000}{2 \cdot 10^4 \cdot 15{,}2}\right)}\left(2 - \frac{880}{1200}\right) \text{kN} = 403 \text{ kN}.$$

O esforço de tensão prévia no cabo de tração [de acordo com a fórmula (VI.114)]

$$N_a = \frac{F_a R_a - X_1}{n_2} = \frac{15{,}1 \cdot 106 - 403}{1{,}1} \text{ kN} = 1085 \text{ kN}.$$

a) As tensões normais no processo de trabalho:
no banzo superior da viga [pela fórmula (VI.103)]

$$\sigma_{\text{sup}} = -\frac{(n_1 N_a + X_1)}{F} - \frac{M - (n_1 N_a + X_1) h_a}{W_{\text{sup}}} =$$

$$= -\frac{(0{,}9 \cdot 1085 + 403)}{281} - \frac{380\,000 - (0{,}9 \cdot 1085 + 403)\,96}{16\,000} =$$

$$= -4{,}92 - 15{,}6 = -20{,}5 \text{ kN/cm}^2 < 21 \text{ kN/cm}^2;$$

no banzo inferior da viga [pela fórmula (VI.104)]

$$\sigma_{\text{inf}} = -\frac{(n_1 N_a + X_1)}{F} + \frac{M - (n_1 N_a + X_1) h_a}{W_{\text{inf}}} = -\frac{(0{,}9 \cdot 1085 + 403)}{281} +$$

$$+ \frac{380\,000 - (0{,}9 \cdot 1085 + 403)\,96}{9570} = -4{,}92 + 26 \approx 21 \text{ kN/cm}^2.$$

b) A tensão normal no banzo inferior da viga na fase de tensão prévia do cabo de tração [pela fórmula (VI.102)]

$$\sigma'_{\text{inf}} = -\frac{n_2 N_a}{F} - \frac{n_2 N_a h_a}{W_{\text{inf}}} = -\frac{1{,}1 \cdot 1085}{281} - \frac{1{,}1 \cdot 1085 \cdot 96}{9570} =$$

$$= -4{,}25 - 12 = -16{,}25 \text{ kN/cm}^2 < 21 \text{ kN/cm}^2.$$

A tensão máxima no elemento de tensão (feito de 215 arames com o diâmetro $d = 3$ mm, $F_a = 15{,}2$ cm^2)

$$\sigma_a = \frac{n_2 N_a + X_1}{F_a} = \frac{1{,}1 \cdot 1085 + 403}{15{,}2} \text{ kN/cm}^2 = 106 \text{ kN/cm}^2.$$

Lista de peças Б3. Material ВСт3ас segundo GOST 380—71 *

Nº da peça	Seção, mm	Comprimento, mm	Quantidade	Massa, kg		Notas
				de uma peça	de todas as peças	
1	580×22	11 970	1	1 200	1 200	—
2	460×22	11 970	1	950	950	—
3	1556×14	11 970	1	2 050	2 050	Preparar as bordas para a soldagem
4	400×14	1 556	2	34,2	137	Acepilhar
5	100×8	1 556	14	5,9	82	—
					66 *	

* Peso do metal depositado por soldagem, é 1,5 %.

Fabricar

Marca	Quantidade	Massa, kg	
		de uma peça	de todas as peças
Б3	24	4485	107 640

Notas: 1. Todas as costuras, exceto as que foram especialmente indicadas, devem ser soldadas com os eletródios do tipo 942. 2. As juntas dos banzos devem ser soldadas com o autómato. 3. Altura dos catetos das juntas, exceto as que foram especialmente indicadas é $h = 6$ mm. 4. O diâmetro de todos os orifícios, exceto os que foram especialmente indicados, é $d = 20$ mm.

Pela fórmula (VI.118) determinamos o esforço controlado no processo de tensão do cabo de tração

$$N_c = \frac{N_a}{0,95} + \Delta_a \frac{E_a F_a}{l_a} = \frac{1085}{0,95} + \frac{0,2 \cdot 2 \cdot 10^4 \cdot 15,2}{880} = 1214 \text{ kN}.$$

Colocando os estribos de guia no banzo inferior com um intervalo de 2 metros, podemos determinar, na base da condição de estabilidade do banzo inferior comprimido no processo de tensão prévia, o esforço máximo no cabo de tração

$$N_{ex.b} = \frac{R\varphi_y^{inf} F W_{inf}}{W_{inf} + h_a F} = \frac{21 \cdot 0,96 \cdot 281 \cdot 9570}{9570 + 96 \cdot 281} \text{ kN} = 1490 \text{ kN} > 1214 \text{ kN}.$$

Neste caso $\varphi_y^{inf} = 0,96$ sendo $\lambda = 200/9 = 23$.

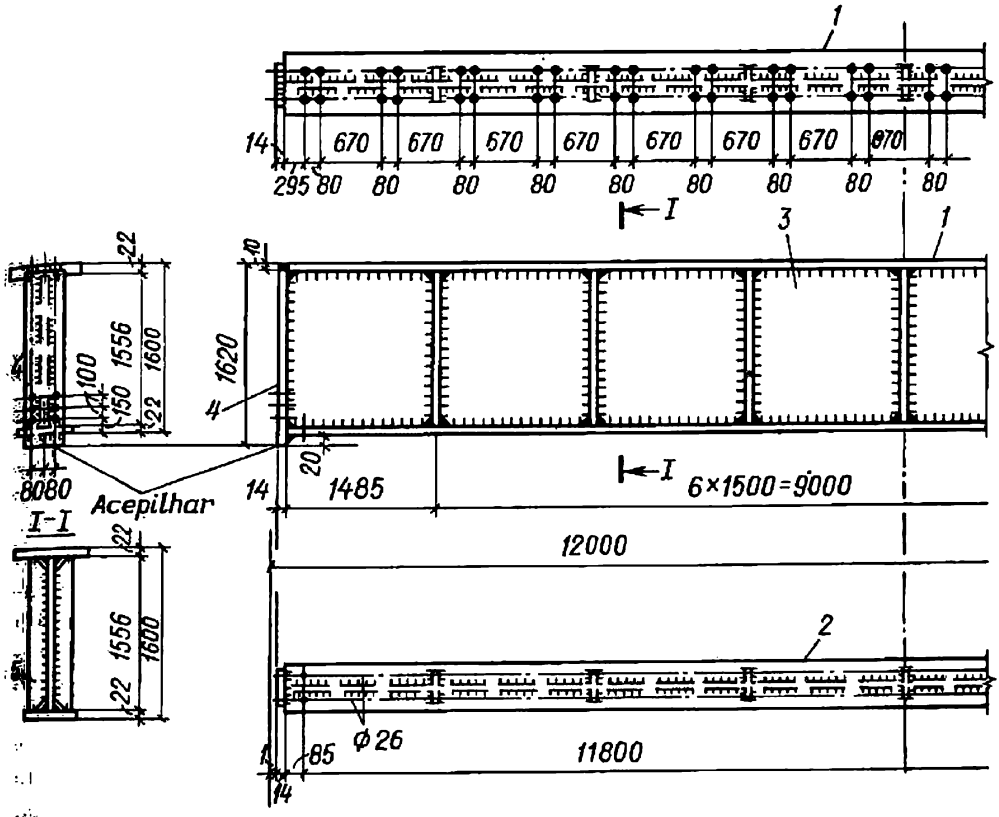


Fig. VI.58. Desenho de execução de uma viga porta-guindaste

Portanto, a viga protendida resultou 14,5% mais leve do que as vigas com a área da seção $F_v = 346$ cm², que foram calculadas nos exemplos (VI.4) e (VI.5):

$$\frac{F_v-(F+F_a)}{F_v}=\frac{346-(281+15{,}2)}{346}=0{,}145=14{,}5\ \%.$$

Na fig. VI.58 temos um exemplo de desenho de execução de uma viga porta-guindaste soldada. Hoje em dia, é este o tipo de viga mais usado.

CAPÍTULO VII

ARMAÇÕES

§ 34. SETOR DE APLICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DAS ARMAÇÕES

1. Característica geral das armações

Chamamos armação a uma estrutura treliçada que deve trabalhar, sobretudo, à flexão. Ao contrário da viga a armação é formada por diversas barras retilíneas ligadas nos nós (esta ligação é teoricamente articulada) num sistema geometricamente invariável, sendo que a carga se aplica somente aos nós das barras. Graças à transmissão da carga através dos nós as barras da armação são solicitadas somente pelas forças axiais de tração ou de compressão, o que permite utilizar o material de uma forma mais completa do que numa viga maciça. As armações são especialmente vantajosas nas estruturas em que as condições da rigidez exigem uma grande altura. Quando as cargas são grandes e os vãos relativamente pequenos, as estruturas das armações tornam-se atravancantes e requerem muito trabalho, sendo portanto menos vantajosas do que as vigas contínuas. À medida que aumenta o vão da estrutura e diminui a carga, as armações treliçadas resultam mais vantajosas do que as vigas maciças.

O setor de aplicação de armações é muito vasto.

As armações podem ser classificadas de várias maneiras:

a) quanto ao destino — armações das pontes, armações do telhado, armações dos guindastes, postes das linhas elétricas, etc.;

b) quanto à estrutura — armações leves de uma só alma e armações pesadas de duas almas;

c) quanto à orientação das reações de apoio e esquema das estruturas de apoio — armações em viga, vigamentos, (de seções independentes, em consola, contínuas), armações em arco, etc.

Além disso as armações podem ser planas e espaciais.

De acordo com a classificação das armações segundo a sua estrutura o presente capítulo é dedicado às armações leves de uma só alma destinadas para o telhado, ou seja, armações do telhado.

As armações pesadas com os elementos de duas almas são utilizadas normalmente quando os esforços nos banzos ultrapassam

3500—4000 kN, por exemplo, as armações das pontes [1], armações de grande vão, com guindastes suspensos, utilizadas nas oficinas de montagem dos aviões, nos estaleiros navais, etc.

2. Tipos das armações de telhado. Determinação das dimensões gerais. Passo das armações

As armações do telhado servem para apoiar as estruturas do telhado e resistir às cargas com que estão solicitadas estas estruturas. As estruturas do telhado juntamente com as armações e junturas formam o próprio telhado, cujo objetivo básico é preservar o interior do prédio contra as intempéries (neve, chuva, frio, etc.). As armações do telhado assentam na maioria das vezes em pilares de ferro ou de aço (fig. VII.1).

As armações diferenciam-se tanto pela configuração dos banzos, como pelo tipo da treliça. As armações dividem-se em conformidade com a configuração dos banzos em armações com os banzos paralelos (fig. VII.2, *a*), armações de uma só água (fig. VII.2, *b*), armações trapezoidais (fig. VII.2, *c*) e triangulares (fig. VII.2, *d*). A escolha da configuração dos banzos determina-se pelo objetivo a que são destinadas as armações, material do telhado, sistema de derivação da água o por razões econômicas. Nos prédios industriais com o telhado feito de rolos de papelão alcatroado utilizam-se sobretudo as armações do telhado com os banzos paralelos e as armações trapezoidais.

A invariabilidade da forma da armação, independentemente da carga aplicada, consegue-se mediante uma treliça que forma um sistema de triângulos. A treliça da armação denomina-se armação

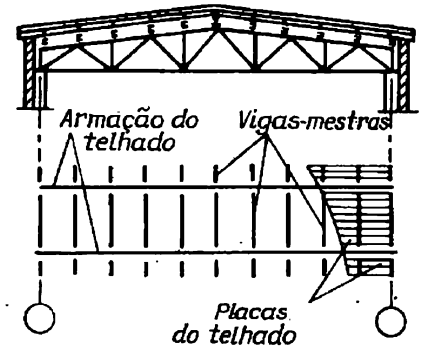


Fig. VII.1. Armações do telhado nos pilares de concreto armado

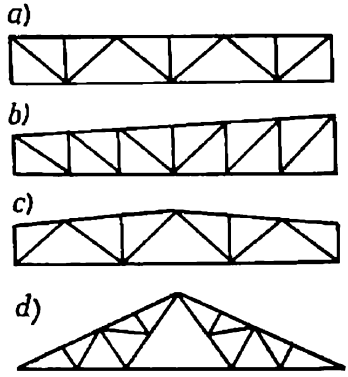


Fig. VII.2. Tipos de armações

[1] Guilchman E. E. Projeção de pontes metálicas. M., «Transport», 1969; Estruturas métalicas. Curso especial. Sob a redação de N. S. Streletski, Stroiizdat, 1965. Autores: N. S. Streletski, E. I. Belenia, G. S. Vedenikov, E. N. Lessig, K. K. Mukhanov.

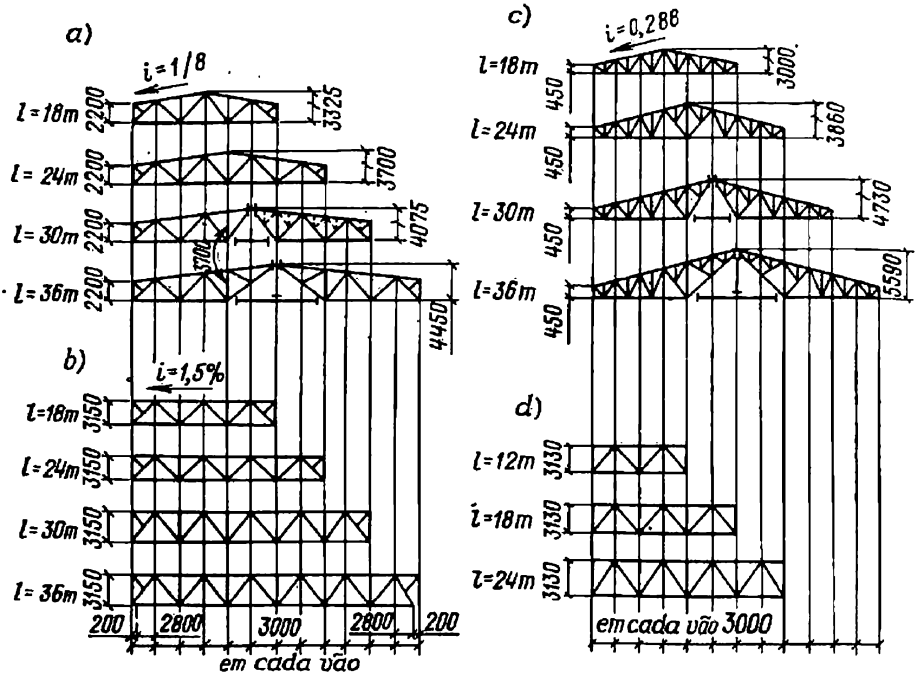


Fig. VII.3. Esquemas—modelo das armações do telhado
a, *b*, *c*—armações do telhado; *d*—armações secundárias

em N se está formada por um ziguezague contínuo de diagonais e montantes, sendo que todas as diagonais de uma das metades da armação estão orientadas num só sentido (fig. VII.2, *b*). A treliça é denominada triangular se o ziguezague é formado somente por diagonais orientadas alternadamente em sentidos opostos. Na maioria das vezes utiliza-se a treliça triangular com montantes adicionais (fig. VII.2, *a* e *c*), uma vez que o comprimento geral do seu ziguezague e o número dos nós é menor do que numa treliça em N e os montantes adicionais diminuem o comprimento do painel do banzo superior da armação. Neste sistema os montantes não são necessários para assegurar a invariabilidade da armação.

As dimensões gerais da armação são o seu vão e a sua altura. Os vãos das armações do telhado dos prédios industriais foram estandardizados e são múltiplos do módulo, igual a 6 metros, ou seja, 18, 24, 30, 36 e 42. A fim de simplificar a fabricação e a projeção as armações de aço-modelo devem ter o esquema geométrico padronizado para diversos vãos. Vemos na fig. VII.3 exemplos de esquemas típicos estandardizados das armações do telhado dos prédios industriais. Nas armações padronizadas o comprimento do painel do banzo foi adotado igual a 3 metros.

A altura h no meio do vão das armações trapezoidais pode ser determinada de forma que o peso seja mínimo e a rigidez tenha

o nível necessário, o que se caracteriza pela flecha dada, levando-se também em consideração a possibilidade de transportar a armação totalmente pronta da empresa até o local de construção. A massa destas armações resulta mínima se são iguais as massas dos banzos e da treliça (com chapas de reforço ou placas de ligação), o que se consegue quando a relação da altura da armação ao seu vão é bastante grande ($h/l \sim 1{,}5$). A armação do telhado de altura tão grande é incômoda para o transporte e montagem; ela deve ser transportada por partes e depois montada no local; o que requer muito tempo e grandes despesas e não se compensa com a economia do metal.

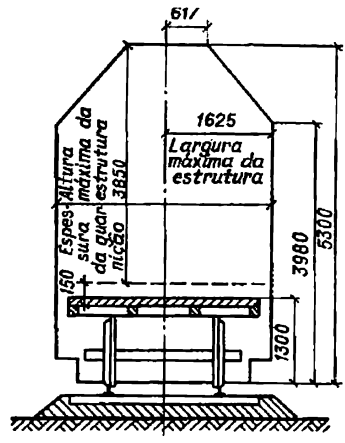


Fig. VII.4. Gabarito ferroviário

Os gabaritos máximos das estruturas transportadas pelas estradas de ferro devem ser seguintes: vertical — 3,8 m, horizontal — 3,2 m (fig. VII.4). O comprimento de um vagão-plataforma de dois eixos é 9 metros e de quatro eixos, 13 metros. Normalmente a altura máxima da armação no meio do vão adota-se igual a 3,8 metros (entre os pontos extremos da estrutura) para que as armações do telhado satisfaçam as exigências do gabarito ferroviário; isto permite reduzir o processo de montagem da armação à junção das suas metades.

A altura h_0 sobre o apoio da armação deve ser de preferência igual para as armações de vãos diferentes. Isto permite ter um esquema geométrico estandardizado e garante a padronização das peças de fixação.

Sendo o declive do banzo superior 1 : 8, a altura h_0 nas armações-modelo adota-se igual a 2,2 metros (entre as dobraduras das cantoneiras). Nestes casos a altura das armações com os vãos de 30 e 36 metros ultrapassa no centro 3,8 metros; no entanto, a armação pode ser fabricada numa empresa especializada e transportada por via férrea graças ao aumento insignificante das junções de montagem (três junções em vez de duas, ver a fig. VII.3, *a*). Se no banzo inferior o painel central for destacado para ser transportado separadamente, a parte restante da armação satisfaz as exigências do gabarito ferroviário. Neste caso as dimensões da armação são determinadas pela altura do terceiro pilar, a partir do apoio.

Nas empresas industriais utilizam-se de preferência os telhados horizontais com a derivação interna da água. Para os telhados deste tipo foram elaboradas armações-modelo com os banzos paralelos e com o declive de 15% o que se consegue mediante uma elevação no meio do vão (fig. VII.3, *b*). As armações com os banzos paralelos e com a relação $h/L \approx (1{,}8 \ldots 1/11)$ são um pouco mais pesadas do que as armações de configuração trapezoidal com $h/L \approx (1{,}6 \ldots 1/8)$,

mas devido à ausência do declive a área total do telhado resulta menor e o custo total, especialmente dos telhados que protegem bem contra o frio, diminui.

A fim de economizar o metal os banzos mais carregados das armações são fabricados dos aços de alta resistência e as diagonais e os elementos auxiliares, do aço de classe C38/23.

Para o telhado de chapas corrugadas de cimento e amianto o declive necessário é 1 : 3,5. Neste caso a altura no apoio h_0 vem a ser 450 mm (fig. VII.3, *c*).

O peso g das armações-modelo em kN por m² da área coberta, constitui, de acordo com a carga q (em kN/m²):

Para as armações com o vão	$L=18$ m,	$g=0{,}04+0{,}014\ q$
» »	» $L=24$ m,	$g=0{,}04+0{,}03\ q$
» »	» $L=30$ m,	$g=0{,}05+0{,}03\ q$
» »	» $L=36$ m,	$g=0{,}05+0{,}04\ q$

Numa treliça triangular o ângulo mais vantajoso de inclinação das diagonais em relação ao banzo inferior é 45—50°, e numa treliça em N, 35—45°.

A orientação da primeira diagonal de apoio que determina todo o sistema de treliça pode ser ascendente (ver as figuras VII.2, *c* e VII.3) ou descendente (figuras VII.2, *a* e *b*). Na prática de projeção de prédios industriais e civis nas armações dos telhados utiliza-se na maioria das vezes a diagonal de apoio ascendente. Isto permite garantir de uma forma mais segura a rigidez horizontal da armação da oficina que trabalha como um contranível (ver o capítulo IX); além disso isto melhora a estrutura do nó e a disposição das junturas. A montagem das armações com a diagonal de apoio descendente é mais fácil, ou seja, o seu ponto de apoio situa-se acima do centro de gravidade da armação.

A aplicação das estruturas-modelo diminui os prazos de projeção uma vez que elas formam o conjunto das estruturas destinadas para agüentar as cargas de diversos tipos. As estruturas-modelo diferem um tanto das estruturas de projeção individual, uma vez que a sua gradação deve ser elaborada de forma que um número possivelmente menor de tipos e dimensões satisfaça uma variedade possivelmente maior das condições da sua aplicação [1]. Isto atribui certas particularidades específicas à sua projeção que deve ser executada em duas etapas: 1) elaboração de esquemas estandardizados das estruturas e dos seus tipos e dimensões e apresentação dos argumentos a seu favor; 2) elaboração dos elementos de execução e dos elementos das estruturas na base dos esquemas adotados. A padronização das estruturas e das obras, isto é, o estabelecimento dos módulos de padronização (proporcionalidade dos parâmetros básicos), deve preceder a elabora-

[1] **Mukhanov K. K., Vassiliev A. A., Farmakovski S. V. Metodologia de projeção das estruturas metálicas-modelo das obras industriais. Obras de МИСИ (MICI), 1962, N° 43 (coletânea dedicada ao setuagésimo quinto aniversário do professor N. S. Streletski).**

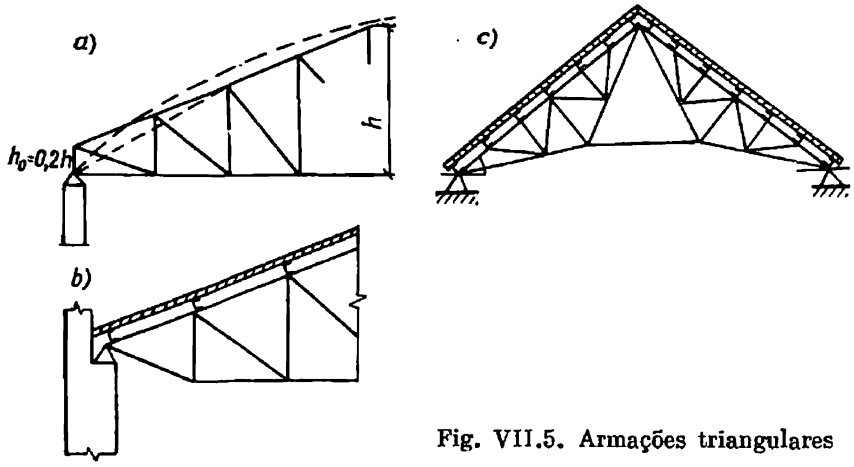


Fig. VII.5. Armações triangulares

ção das estruturas-modelo uma vez que todas as conjugações de diversos elementos das estruturas devem ser coordenadas em seu conjunto. Se existem projetos-modelo, a projeção reduz-se basicamente à composição da estrutura, escolha e disposição dos elementos padronizados das estruturas e elaboração dos esquemas de montagem. Convém assinalar que se a carga aplicada ao banzo superior não está aplicada aos nós das armações, a massa da armação aumenta 4—5% em conseqüência do surgimento do momento de flexão adicional. Convém, portanto, introduzir subtendentes adicionais na treliça (na fig. VII.3, *a* estão ressaltados com a linha pontilhada), que resistam às cargas locais e eliminem a flexão do banzo.

As armações de configuração triangular são utilizadas somente nos telhados abruptos (fig. VII.5). Neste caso deve-se escolher uma configuração tal do banzo superior que os esforços no meio do vão e junto do apoio sejam aproximadamente iguais. Para isso no apoio deve ser feito um pequeno montante com a altura $h_0 = 0{,}2\ h$ (fig. VII.5, *a*), o que, no caso de telhados abruptos, resulta no aumento da altura da armação e torna incômoda a estrutura do nó de apoio. É mais racional, por isso, transferir o apoio para o nó superior da armação (fig. VII.5, *b*). Nas armações deste tipo a treliça tem normalmente a forma de N, uma vez que no caso de uma treliça triangular as diagonais ascendentes formam um ângulo demasiadamente agudo com o banzo superior e para a sua fixação é preciso utilizar grandes placas de ligação.

Nos telhados abruptos ($i = 1 : 1$) às vezes se utilizam armações triangulares mais complexas, com subtendentes e o banzo inferior levantado (fig. VII.5, *c*).

A distância entre as armações (o passo das armações) escolhe-se, quando da elaboração do esquema da estrutura em geral, levando-se em consideração a estandardização das estruturas e das suas peças. Na prática de projeção são mais utilizados os passos padronizados

de 6 e de 12 metros; neste caso a despesa do metal por 1 m² é praticamente a mesma. Em alguns casos, por exemplo, nos transportes suspensos, utiliza-se o passo de 4 metros.

§ 35. ELEMENTOS DO TELHADO

1. Tipos de telhados

O telhado juntamente com as suas armações, vigas-mestras e junturas forma a cobertura. A estrutura em que assenta a cobertura (a estrutura portante) deve ser projetada de forma que a carga do telhado seja transmitida para os nós da armação como forças concentradas.

Nos prédios industriais com os sistemas de aquecimento e sem eles podem existir os telhados frios ou os telhados à prova do frio e dois tipos de coberturas: com as vigas-mestras e sem elas.

Um telhado à prova do frio com as vigas-mestras é composto de vigas-mestras de aço, instaladas nos nós das armações; em cima das vigas-mestras coloca-se um revestimento perfilado de aço com a espessura de 1—0,8 mm (fig. VII.6), ou chapas portantes de keramsita e concreto de pequenas dimensões com o vão de 3 metros (fig. VII.7), ou os painéis de cimento e amianto. Nas chapas portantes coloca-se uma camada estanque ao vapor, uma camada de proteção contra o frio, uma camada de asfalto, o papelão betumado (papel cristal), duas camadas hidrófugas de feltro asfaltado (nos telhados horizontais— — três camadas). As chapas de keramsita e concreto podem exercer simultaneamente as funções de chapas portantes e de isolamento contra o frio.

O revestimento perfilado de aço zincado emprega-se para cobrir as oficinas de grandes áreas, assim como, nas estruturas-padrões portantes leves, fabricadas em série nas empresas especializadas. A vantagem básica do revestimento perfilado é o pequeno peso próprio do telhado. O peso próprio do revestimento perfilado-modelo (fig. VII.6) é 0,15 kN/m². Se o passo das vigas-mestras é de 3 metros, o revestimento deste tipo pode suportar a carga de 5,7 kN/m². O revestimento perfilado é fixado pelos parafusos com a rosca que se abriu automaticamente (fig. VII.6, *b*), $d = 6$ mm, e as chapas são ligadas por rebites especiais, $d = 5$ mm, com um intervalo de 300 mm, de um só lado.

São fabricados revestimentos perfilados de aço zincado com a altura de 80, 60 e 40 mm para os telhados à prova do frio e com a altura de 50 e 100 mm para as paredes dos prédios industriais de acordo com as Condições Técnicas (CT) 34-5831-71. As recomendações a respeito da escolha (tabela VII.1) e cálculo do revestimento estão indicadas na série padronizada 1.460-4 «Estruturas de aço dos telhados dos prédios industriais com o revestimento perfilado de aço».

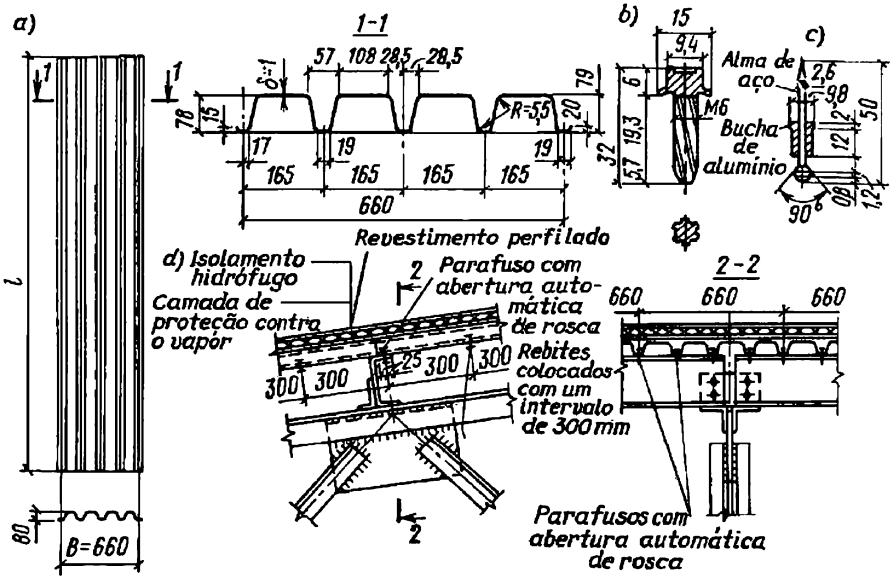


Fig. VII.6. Telhado feito do revestimento perfilado e instalado nas vigas-mestras

a—elemento do revestimento; *b*—parafuso com a abertura automática de rosca; *c*—rebite combinado; *d* — nó de assento do telhado sobre a armação

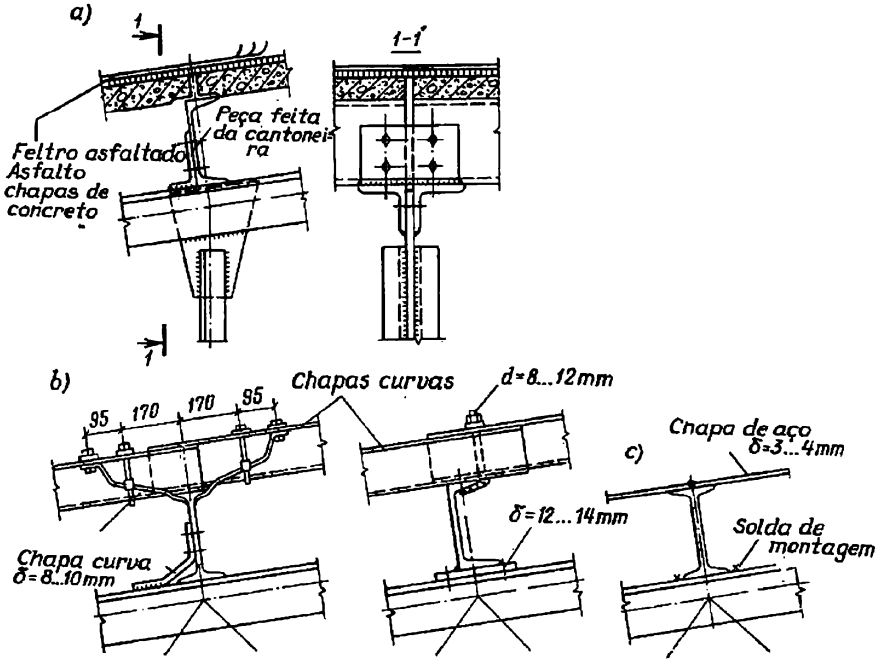


Fig. VII.7. Telhado instalado nas vigas-mestras

a—*c*—nós de fixação das vigas-mestras, painéis e chapas

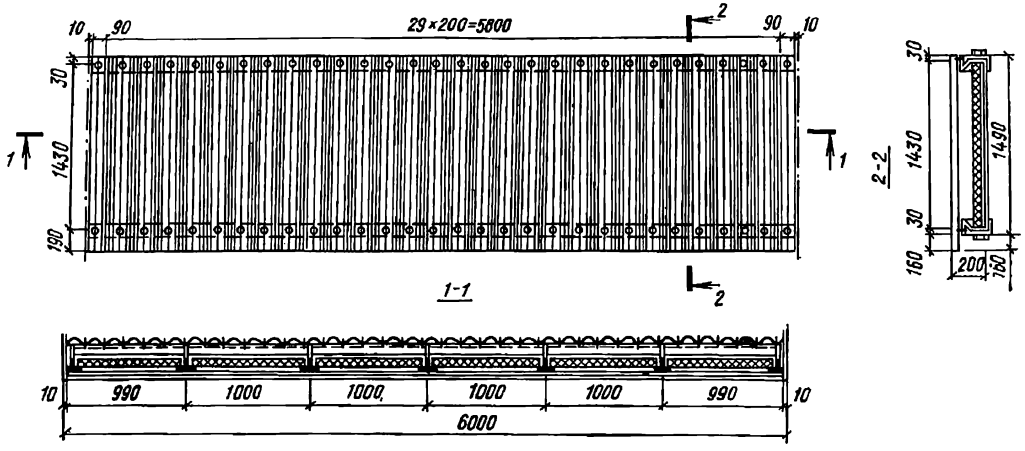


Fig. VII.8. Telhado de alumínio à prova do frio

A resistência nominal do revestimento é $R = 21$ kN/cm², a flecha relativa máxima é 1/150.

Para os telhados à prova do frio utilizam-se os painéis de duas camadas; o espaço entre as duas camadas está cheio de um material leve que protege bem contra o frio (ver a fig. VII.8). Nestes painéis

Tabela VII.1

Tabela para a escolha do revestimento perfilado sendo o passo das vigas-mestras 3 m

Tipo do prédio	Região destacada em conformidade com a quantidade da precipitação da neve	Camada de neve, kN/m² (kgf/m²)	Perfil e dimensão do revestimento	
			na clarabóia	nas outras partes do revestimento
Com as clarabóias, altura—3,4 m	I, II	0,7—1 (70—100)	H40-711-0,8	H60-782-0,8
	III	1,4 (140)	H60-782-0,8	H60-782-0,8
	IV	2,1 (210)	H60-782-1,0	H60-782-1
Sem as clarabóias	I, II	0,7—1 (70—100)	—	H40-711-0,8
	III, IV	1,4 (140); 2,1 (210); 2,8 (280)	—	H60-782-0,8

Nota. Na marcação adotada os dois primeiros números significam a altura e a largura da cobertura, e o último número, a espessura. O comprimento requerido varia entre 2 e 12 m. O material do perfil é o aço em rolos de acordo com GOST 14 918—69, grupo B. Os parafusos com a abertura automática de rosca e os rebites são fornecidos separadamente de acordo com CT 34-5815-70 e 5814-70.

ambas as camadas podem ser feitas de uma chapa de alumínio, ou a camada superior pode ser da chapa de alumínio e a inferior, da chapa de amianto. As chapas de alumínio não devem ter pontos de contato com o aço. Por isso os painéis são fixados nas armações de aço com parafusos zincados ou cadmiados, através de guarnições.

Um telhado à prova do frio sem as vigas-mestras consiste de grandes chapas padronizadas de concreto armado com as dimensões 3 × 6 metros (altura 300 mm) e com as dimensões 3 × 12 (altura 450 mm) que se apoiam diretamente nos nós dos banzos superiores das armações do telhado (fig. VII.9). As chapas são fixadas nos banzos das armações por meio da soldagem das cantoneiras, cujas extremidades estão concretadas na chapa. Nas grandes chapas de concreto armado também se coloca uma camada do material que protege contra o frio, uma chapa de cimento e uma camada de feltro asfaltado. O principal defeito das grandes chapas de concreto armado é o seu grande peso, 1,6—1,9 kN/m² (160—190 kgf/m²), o que aumenta a despesa geral do metal para as estruturas portantes do prédio.

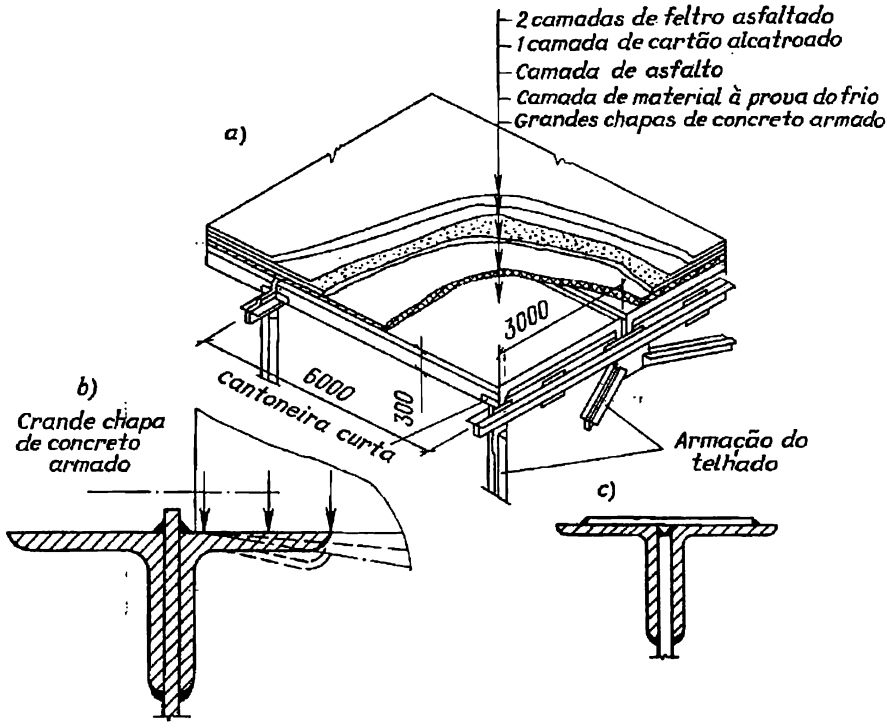


Fig. VII.9. Telhado sem vigas-mestras à prova do frio

Quando as chapas de concreto armado são colocadas nas cantoneiras das armações do telhado não se deve temer a flexão destas últimas, pois, à medida da deformação conjunta da chapa e da cantoneira, a pressão de apoio da chapa desloca-se para a dobradura da cantoneira (fig. VII.9, *b*). É preciso tomar medidas apenas a fim de impedir que a pressão que a chapa exerce sobre as superfícies de apoio não corte o material da cantoneira. Por isso, se nos banzos das armações são utilizadas cantoneiras finas ($\delta < 10$ mm para as chapas com o comprimento de 6 m e $\delta < 14$ mm para as chapas com o comprimento 12 metros), deve-se prever nas cantoneiras chapas de alicerce com a espessura de 10 . . . 12 mm (fig. VII.9, *c*). Um traço característico deste exemplo de utilização das propriedades plásticas do material é que a medida do desenvolvimento da flexão plástica da cantoneira a reação da chapa desloca-se diminuindo o momento que atua sobre a cantoneira e melhorando desta forma o seu trabalho.

Para diminuir o peso do telhado são utilizados painéis de aço com as dimensões 3 × 12 m (fig. VII.10), feitos de perfis laminados e dobrados a frio e do revestimento perfilado. Um painel, calculado para a III região (ver a tabela VII.1) para uma carga de 1 kN/m^2 (100 kgf/m^2), pesa 0,25 kN/m^2 (25 kgf/m^2). Os painéis deste tipo podem ser transportados com facilidade a grandes distâncias.

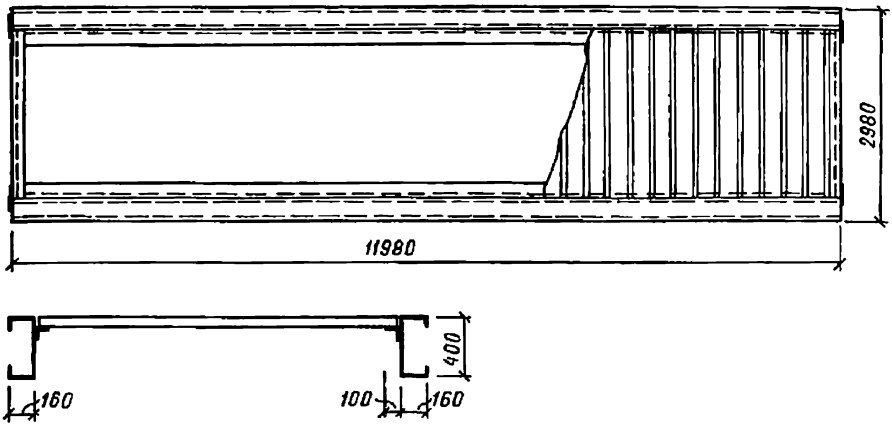


Fig. VII.10. Painel de aço 3 × 12 m de perfis laminados a frio

Os telhados frios com as vigas-mestras são utilizados nas oficinas com a temperatura elevada e nos prédios sem calefação. Para os telhados das oficinas com a temperatura elevada utiliza-se a chapa contínua com a espessura de 3—4 mm; para os depósitos, chapas corrugadas de cimento e amianto. A estrutura do telhado e as suas fixações

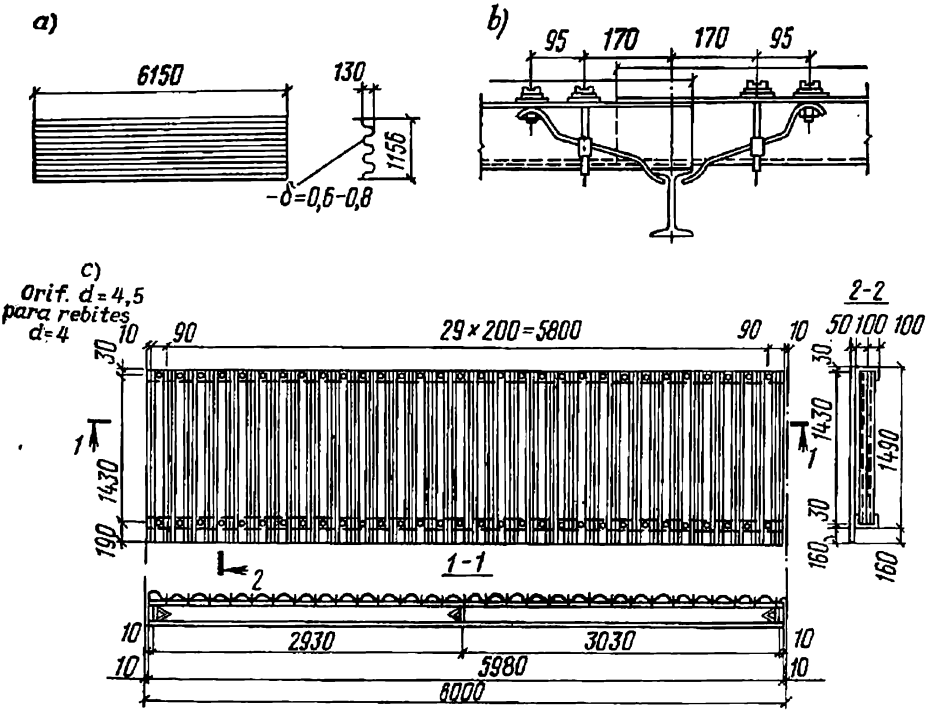


Fig. VII.11. Telhado frio de alumínio corrugado

a—chapa; *b*—fixação de chapas nas vigas-mestras; *c*—painel 1,5 × 6 m de chapas corrugadas

estão mostradas na fig. VII.7. Os telhados frios podem ser feitos da mesma forma que os telhados à prova do frio, com as chapas de concreto armado, mas sem a camada do material destinado a proteger contra o frio.

Para garantir o escoamento de água o telhado faz-se com um certo declive que depende basicamente do material do telhado. Normalmente são escolhidos os seguintes declives do telhado:

de papel alcatroado (em rolos) . . . . . $i = 1/66 = 1{,}5\%$,
de chapa de aço ou de aço corrugado . . . . . $i = 1/5 \ldots 1/7$,
de chapas corrugadas de cimento e amianto . . . . . $i = 1/3 \ldots 1/7$

Normalmente o declive do telhado consegue-se mediante a inclinação do banzo superior.

Os telhados frios podem ser feitos das chapas corrugadas de alumínio com a espessura 0,6—0,8 mm, sendo a altura e o comprimento da onda 130 × 350 mm e o comprimento da chapa 6 metros (fig. VII.11).

2. Vigas-mestras

As vigas-mestras podem ser contínuas (laminadas ou dobradas a frio) ou treliçadas. As vigas-mestras laminadas feitas dos ferros em T duplo ou U são mais pesadas do que as treliçadas, mas a sua fabricação é muito mais simples e barata, o que determina o seu uso preferível na construção civil. Quando o passo da armação é 12 metros, convém aplicar as vigas-mestras dobradas a frio, ou seja, as vigas feitas por meio da soldagem de dois ferros em U dobrados (fig. VII.12,*a*); estes últimos são feitos de chapas com a espessura de 4—6 mm e altura de 300—400 mm.

As vigas-mestras laminadas são instaladas no banzo superior inclinado das armações. Aí estas ligas, dispostas sob um certo ângulo em relação ao plano de ação do esforço, sofrem a flexão oblíqua (fig. VII.12, *b*).

As vigas-mestras devem ser calculadas para suportar o peso do telhado e da neve. Esta carga divide-se em componentes orientadas

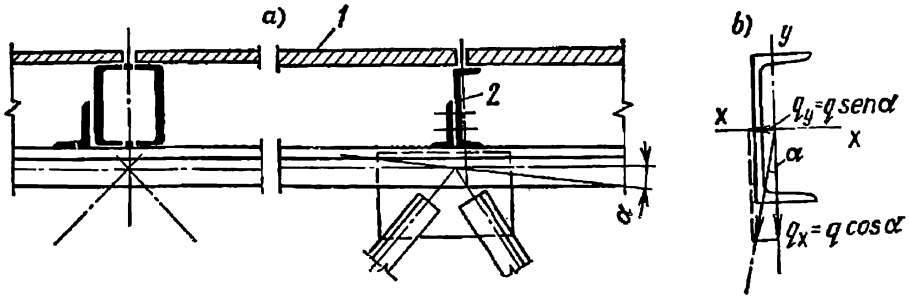


Fig. VII.12. Seções de vigas-mestras contínuas e a sua flexão oblíqua
1—chapas do telhado ou uma placa; *2*—viga-mestra

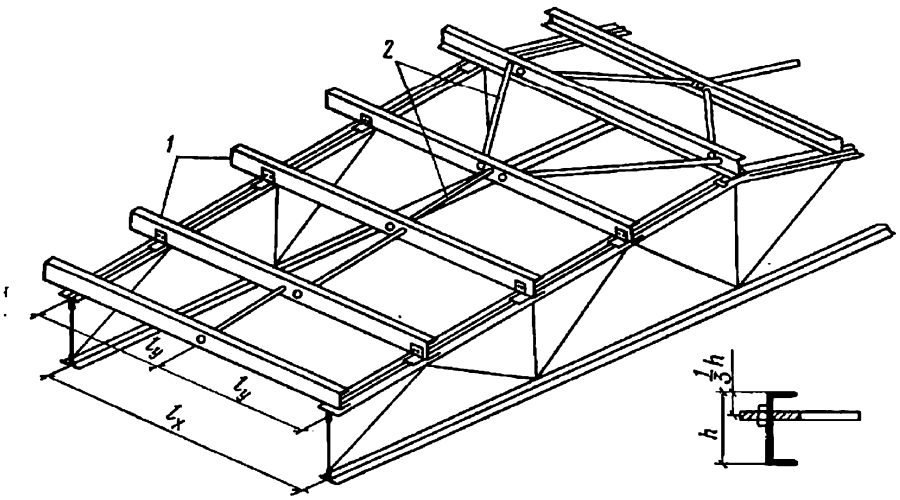


Fig. VII.13. Tirantes nas vigas-mestras
1—vigas-mestras; *2*—tirantes de 16—18 mm

de acordo com os principais eixos da viga-mestra: q_x, normalmente ao declive; q_y paralelamente ao declive; estas componentes provocam a flexão da viga-mestra em dois planos (fig. VII.12, *b*).

Os momentos máximos são iguais, respectivamente, a

$$\left.\begin{aligned} M_x &= \frac{q_x l_x^2}{8} = \frac{q\cos\alpha l_x^2}{8}; \\ M_y &= \frac{q_y l_y^2}{8} = \frac{q\,\mathrm{sen}\,\alpha l_y^2}{8}. \end{aligned}\right\} \qquad \text{(VII.1)}$$

Evidentemente nos dois pontos extremos da seção da viga-mestra as tensões devidas à ação simultânea de M_x e M_y irão se juntar. A tensão total não deve ultrapassar a resistência nominal

$$\sigma = \sigma_x + \sigma_y = M_x/W_x + M_y/W_y \leqslant R. \qquad \text{(VII.2)}$$

É preciso fazer com que a tensão σ_y seja muito menor do que a tensão σ_x, uma vez que os perfis das vigas têm o momento de inércia relativamente pequeno para com o eixo $y - y$.

Para diminuir a tensão σ_y causada pela componente q_y, pode-se fixar as vigas-mestras com tirantes, instalados no meio do vão, no plano do telhado, e desta forma diminuir duas vezes o valor de l_y (fig. VII.13). Além disso os tirantes facilitam o nivelamento das vigas-mestras no processo de montagem, melhorando as condições para a colocação das chapas. No cálculo das vigas laminadas de seções independentes (ou divididas), fixadas contra a perda da estabilidade e solicitadas por uma carga estática, devem ser levadas em consideração as deformações plásticas. Para verificar as tensões numa viga-

mestra laminada utiliza-se a seguinte fórmula:

$$\sigma = \frac{M_x}{1{,}12W_x} + \frac{M_y}{1{,}2W_y} \leqslant R. \qquad \text{(VII.3)}$$

É preciso também verificar a flexão da viga-mestra no plano da sua rigidez máxima.

As vigas-mestras laminadas são fixadas nas armações por parafusos brutos com a ajuda de cantoneiras curtas ligadas aos banzos das armações por meio da solda: vigas-mestras em U, de acordo com a fig. VII.14, *a* e vigas-mestras em T, de acordo com a fig. VII.14, *b*. É preciso raspar as costuras de solda nas extremidades das vigas-mestras soldadas e dobradas a frio a fim de garantir a sua aderência às armações.

Se as chapas pequenas da cobertura estão dispostas livremente sobre a viga-mestra (sem a fixação), pode-se dispensar a verificação da sua estabilidade geral, pois ela é garantida pelas forças de atrito entre as chapas e a viga-mestra, o que já foi comprovado experimentalmente.

As vigas-mestras utilizam-se quando os vãos são superiores a 6 metros, pois o seu peso é muito menor do que o peso das vigas-

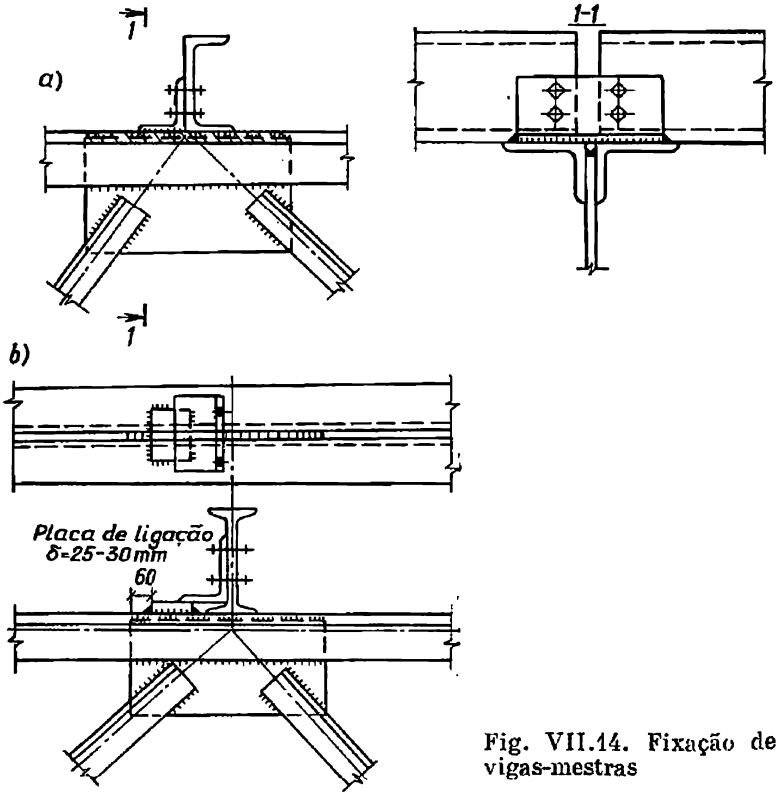


Fig. VII.14. Fixação de vigas-mestras

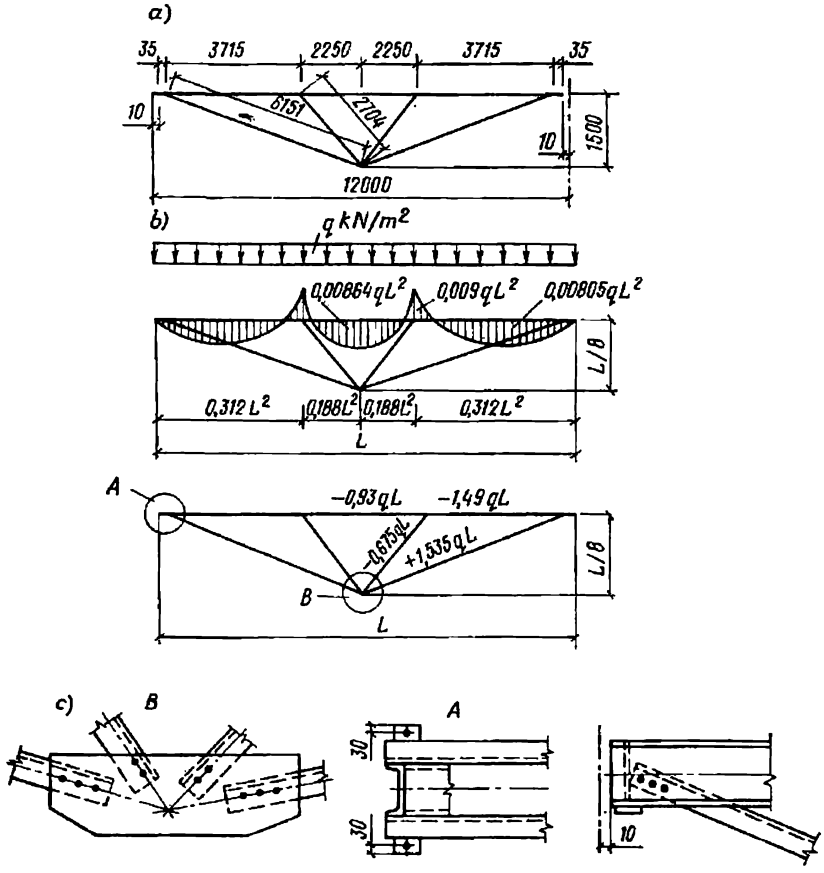


Fig. VII.15. Uma viga-mestra—modelo

mestras maciças. Por enquanto não existe um tipo da viga-mestra bastante fácil e simples sob o ponto de vista de construção, embora isso seja altamente necessário para os telhados planos.

As vigas-mestras mais leves são as vigas de vergas com a treliça de aço redondo. No entanto, elas são pouco usadas, pois nem sempre garantem a margem de segurança necessária devido à necessidade de controlar rigorosamente as pequenas juntas soldadas que ligam as peças de aço redondas, o que é bastante difícil. Este controle deve ser executado depois do transporte da viga, antes da sua montagem (o que oficialmente não faz parte das obrigações dos operários encarregados da montagem), pois as costuras podem ser danificadas facilmente por causa dos choques durante o transporte e por outras razões.

É mais segura a viga-mestra subtendente com o comprimento de 12 metros elaborada pelo escritório de projeção do Instituto «TSNIIP» (fig. VII.15, *a*); ela é composta de ferros em U laminados,

ligados na respectiva oficina por rebites elétricos ou por meio da soldagem. Os esforços que surgem nesta viga-mestra estão mostrados

Tabela VII.2

Capacidade de carga de uma viga-mestra padronizada

Carga com que está solicitada a viga-mestra, kN/m (kgf/m)	Nº de seção do ferro em U	Massa da viga-mestra, kg	Carga com que está solicitada a viga-mestra kN/m (kgf/m)	Nº da seção do ferro em U	Massa da viga-mestra, kg
7,2 (720)	10	330	14 (1400)	14	521
9,5 (950)	12	429	18 (1800)	16	630

na fig. VII.15, *b* e a estrutura das suas peças, na fig. VII.15, *c*; a capacidade portante da viga-mestra e as seções dos elementos estão indicadas na tabela VII.2.

Numa viga-mestra com subtendente mostrada na fig. VII.16 o banzo superior pode ser feito de um perfil laminado ou de uma chapa fina dobrada. As diagonais podem ser centradas na borda superior do ferro em U, o que permite evitar o uso de placas de reforço dos banzos.

As vigas-mestras podem ser instaladas verticalmente ou com uma certa inclinação, isto é, perpendicularmente ao banzo da armação (sendo os declives do telhado $\leqslant 1 : 7$). Em todos os casos elas devem ser fixadas nos sentidos laterais por tirantes (os banzos superior e inferior); os tirantes podem ser feitos do arame $d = 6$ mm.

Uma estrutura original de viga-mestra em forma de um painel dobradiço protendido (fig. VII.17) com as dimensões 12×3 m foi proposta pelo Instituto «VNIIM». Numa carcaça de ferros em U, em que se encontra um revestimento perfilado, fixa-se um subtendente feito de ferro para o concreto armado, tendido por bastidores (suportes) fixados à carcaça munida de uma articulação giratória. Os bastidores e o subtendente durante o transporte são dobrados ficando no plano do revestimento. Antes da montagem o subtendente

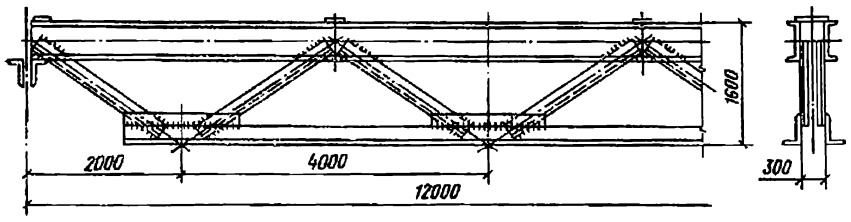


Fig. VII.16. Viga-mestra com subtendente

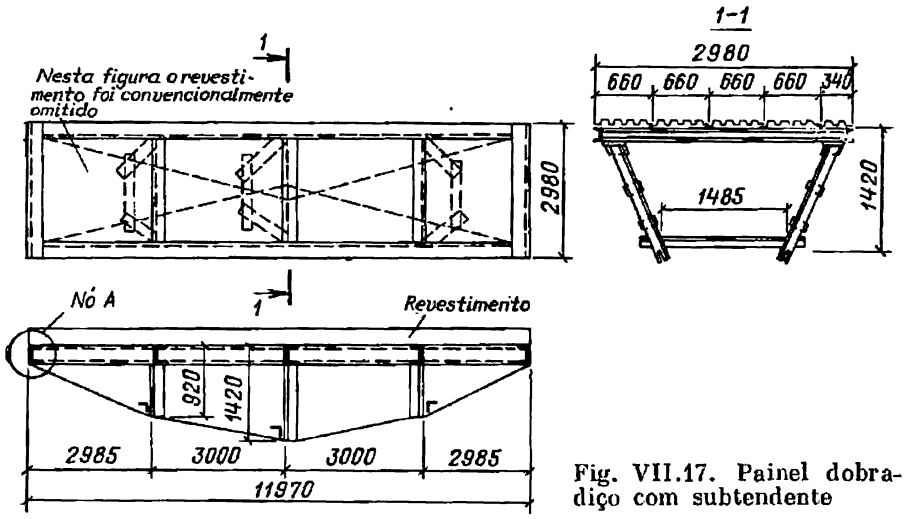


Fig. VII.17. Painel dobradiço com subtendente

é revirado e fixado por uma espiga nos nós de apoio. Depois são revirados os bastidores extremos; um golpe no bastidor médio cria a tensão. A despesa do aço é de 30 kg/m².

3. Clarabóias

Nas armações do telhado às vezes são instaladas clarabóias, isto é, estruturas destinadas para iluminar os compartimentos com a luz superior e para a sua ventilação natural (arejamento). As clarabóias podem ser situadas ao longo do edifício (clarabóias longitudinais, fig. VII.18, *a*) e de través (clarabóias transversais, fig. VII.18, *b*).

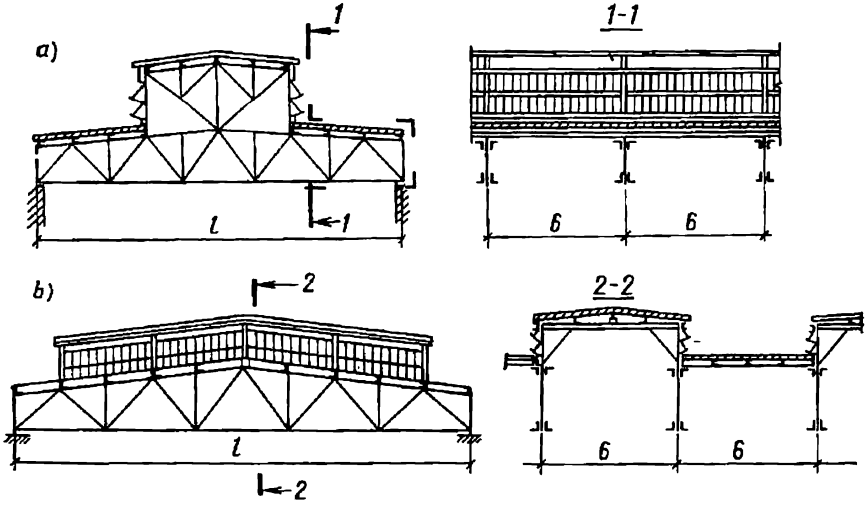


Fig. VII.18. Clarabóias longitudinais e transversais

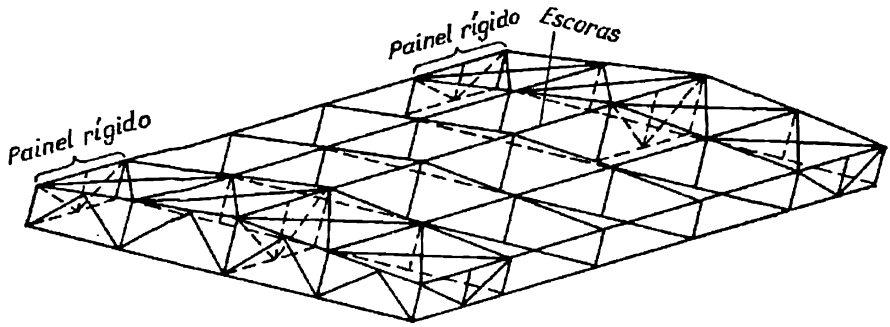


Fig. VII.19. Junturas entre as armações do telhado

Nas estruturas da clarabóia são suspensos caixilhos metálicos da janela ou gelosia. Toda a carga do telhado transmite-se para as armações através das vigas-mestras e clarabóias ou diretamente através de grandes chapas de concreto armado; supõe-se que as cargas atuam rigorosamente no plano das armações. Na realidade a carga aplica-se com uma certa excentricidade devida às particularidades da estrutura. Por isso e para prevenir a flexão longitudinal do banzo superior comprimido das armações é preciso instalar tirantes que não estejam no plano da armação.

Os tirantes podem ser horizontais, isto é, instalados no plano do banzo superior e verticais, dispostas nas extremidades do prédio entre as armações (fig. VII.19).

As armações intermediárias são ligadas aos painéis rígidos que servem de junturas por meio de vigas-mestras ou escoras. A questão de colocação dos tirantes nos prédios industriais está analisada no § 44.

§ 36. CÁLCULO DAS ARMAÇÕES

1. Determinação das cargas

As armações dos telhados são calculadas para as cargas que se transmitem para elas em forma de forças concentradas nos nós, ou seja, a carga permanente que se deve ao peso do telhado e ao próprio peso das estruturas; a carga temporária que se deve à neve, vento, guindastes suspensos, etc. Na maioria das vezes estas cargas são distribuídas uniformemente.

Inicialmente calcula-se a carga distribuída uniformemente que cabe a 1 m², depois se determina a área carregada que corresponde a um nó, depois disso calcula-se a força concentrada que cabe a cada nó da armação:

$$P = bd\Sigma q_{ni} n_i, \qquad \text{(VII.4)}$$

onde q_{ni} é a carga normativa distribuída uniformemente que cabe a 1 m² da projeção horizontal;

n_i, coeficiente de sobrecarga da respectiva carga;
d, comprimento do painel do banzo da armação a que está aplicada a carga;
b, distância entre as armações (passo das armações).

Se os declives do telhado são abruptos a carga devida ao próprio peso do telhado deve ser adotada igual a $g_{tel}/\cos \alpha$.

A carga devida ao próprio peso das armações do telhado, tirantes, vigas-mestras e clarabóias, que cabe a 1 m² da área do prédio, pode ser determinada pela tabela IX.3.

O peso do envidraçamento adota-se igual a 0,35 kN por 1 m² da superfície envidraçada. A carga da neve adota-se em conformidade com as RNCC. II-6-74, sendo a neve considerada, como regra, distribuída uniformemente por toda a área do revestimento. Às vezes nos cálculos das armações do telhado leva-se em consideração a possibilidade de disposição da neve de um só lado (isto é, numa das metades do vão da armação), o que acarreta esforços maiores para as diagonais centrais e pode resultar na alteração do sinal do esforço. Porém, uma vez que a seção das diagonais centrais adota na maioria das vezes, devido ao valor insignificante dos seus esforços, por razões técnicas (ou seja, na base da flexibilidade máxima admissível), pode-se menosprezar geralmente esta disposição da carga devida à neve. A carga devida ao vento leva-se em consideração nas armações somente quando o ângulo de inclinação do banzo superior excede 30°.

2. Determinação dos esforços nos elementos das armações

Nos cálculos das armações admite-se que todas as barras estão ligadas nos nós por meio de articulações. Esta admissão é normalmente possível se as relações entre a altura da seção da barra h e o seu comprimento l são pequenas ($h/l \leqslant 1/10$).

Os esforços provocados nos elementos das armações dos telhados por uma carga imóvel podem ser determinados de forma mais simples mediante um método gráfico ou seja, construção do diagrama de Cremone, como para uma armação estaticamente determinável. Os esforços podem ser também determinados analiticamente.

Se o telhado é construído sem as vigas-mestras o banzo superior das armações dos telhados pode sofrer além dos esforços de compressão também a flexão local devido à pressão exercida por uma grande chapa no meio do painel.

Analisando o banzo superior como uma viga contínua que assenta nos apoios elásticos (nós da armação), pode-se determinar que os momentos nos apóios diminuem até um certo ponto a ação dos momentos no meio do painel. Os cálculos demonstram que esta sua ação não é grande. Por isso, no primeiro painel, com o comprimento d, o momento causado pela pressão local P_1 determina-se normalmente como numa viga dividida

$$M_1 = \frac{P_1 d}{4}.$$

Nos demais painéis a ação dos momentos nos apoios pode ser levada em consideração mediante a introdução do coeficiente 0,9:

$$M_2 = 0{,}9\,\frac{P_1 d}{4}.$$

§ 37. ESCOLHA DAS SEÇÕES DOS ELEMENTOS DAS ARMAÇÕES

1. Determinação da área da seção do elemento

As barras das armações resistem, sobretudo, às forças axiais: tração e compressão.

Para as barras das armações dos telhados a seção mais conveniente sob o ponto de vista técnico e por isso a mais usada é a seção composta de duas cantoneiras dispostas em forma do ferro em T (fig. VII.20, *a* — *c*). Uma vez que na seção existem dois elementos iguais, a estrutura resulta simétrica em relação ao plano vertical. Os nós das armações são formados com a ajuda das placas de ligação, aos quais de ambos os lados são fixadas as barras dos banzos e da treliça. As seções podem ser compostas de cantoneiras de abas iguais (fig. VII.20, *a*) ou desiguais, de maneira que em opostos sentidos possam ser orientadas abas largas (fig. VII.20, *b*) ou estreitas (fig. VI.20, *a*); a distância entre as cantoneiras deve ser suficiente para introduzir uma placa de ligação. Podem ser adotadas também outras seções (fig. VII.20, *d* e *e*).

As seções de todos os elementos das armações do telhado podem ser formadas também de uma só cantoneira (fig. VII.20, *f*). Nestes casos a despesa do aço é a mesma que para as armações comuns, mas o volume do trabalho necessário é menor pois diminui o número de peças e não é preciso virar os elementos no processo de soldagem.

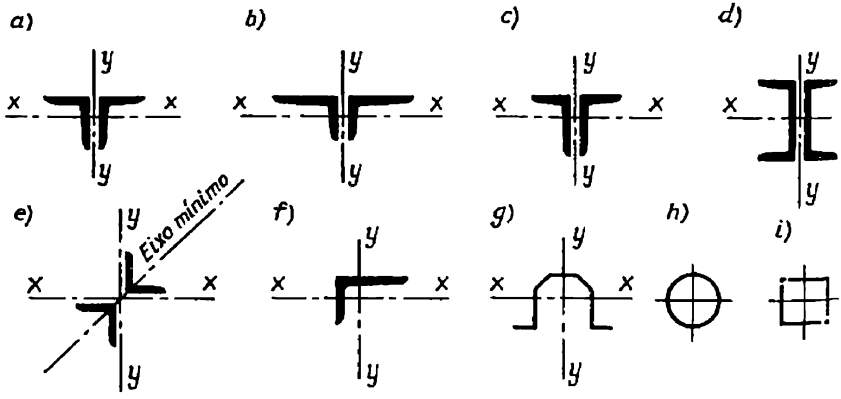


Fig. VII.20. Seções dos elementos das armações do telhado

No entanto, uma vez que a carga se aplica de uma forma assimétrica, surgem certas dificuldades na projeção dos nós. As armações, cujos elementos consistem de uma cantoneira só não têm fendas e podem ser pintados bem, o que permite utilizá-las nos locais com o ambiente agressivo.

Para os elementos comprimidos a seção mais racional é a tubular (fig. VII.20, *h*), cujo raio de inércia $i = r/\sqrt{2} = 0{,}71\ r = 0{,}355\ d$ é igual em todos os sentidos. O seu uso relativamente limitado deve-se à escassez dos tubos necessários para diversos ramos da indústria e à certas dificuldades técnicas da junção dos elementos. No entanto, se nas armações do telhado são utilizadas seções tubulares redondas de aço de resistência alta e especialmente alta a economia do metal pode atingir 20—25%.

Nos elementos comprimidos das armações podem ser utilizados também perfis curvos de paredes finas (fig. VII.20, *g*).

A área da seção necessária do elemento tendido determina-se pela fórmula (I.6):

$$F_{liq}^{nec} \geqslant N/R. \qquad \text{(VII.5)}$$

Nos elementos tendidos o perfil das seções deve ser rígido para que a armação não seja deformada no processo de transporte e de montagem e o próprio elemento não seja vergado sob a ação do seu próprio peso. Por isso, de acordo com as normas a flexibilidade dos elementos tendidos não pode ser superior a 400 (ver a taxela VII.3).

A área necessária da seção do elemento comprimido determina-se pela fórmula (II.14):

$$F_{liq}^{nec} \geqslant N/(\varphi R). \qquad \text{(VII.6)}$$

Para os elementos da treliça das armações, em qne o esforço de compressão é relativamente pequeno e os perfis das seções são pequenas e de rigidez limitada, podendo portanto ser facilmente deformadas no processo de execução do trabalho, deve-se introduzir o coeficiente que corresponde às condições de trabalho $m = 0{,}8$, que diminui a resistência nominal (ver o apêndice 2). Nos elementos comprimidos o aumento da excentricidade da aplicação da força é bastante perigoso.

Dado o esforço N e a resistência nominal R pode-se obter a área mínima da seção quando o valor do coeficiente φ é máximo; este último determina-se pelo apêndice 5 em função da flexibilidade do elemento λ. Portanto, a área necessária da seção da barra comprimida tem de ser determinada mediante a aproximação sucessiva, adotando de antemão diversos valores de φ. Pode-se iniciar este processo adotando os seguintes valores: para os banzos $\varphi = 0{,}7 \ldots 0{,}8$ e para os elementos da treliça $\varphi = 0{,}5 \ldots 0{,}6$.

Portanto, a característica básica que exerce influência sobre a escolha do tipo da seção do elemento comprimido das armações é o coeficiente φ.

2. Comprimento nominal das barras comprimidas nas armações do telhado

Uma barra comprimida em estado crítico pode perder a estabilidade em qualquer sentido. Analisemos os dois rumos principais: no plano da armação e no plano perpendicular ao plano da armação.

A possível deformação do banzo superior da armação no caso da perda da estabilidade no plano da armação pode ter lugar entre os nós da mesma (fig. VII.21, *a*). Esta forma da deformação corresponde ao caso básico da flexão longitudinal com o coeficiente de redução do comprimento $\mu = 1$ [ver a fórmula (II.16)]. Por isso o comprimento nominal do banzo superior, comprimido no plano da armação, adota-se igual ao seu comprimento geométrico (entre os centros dos nós) $l_0 = l$.

Nos cálculos o comprimento das diagonais (exceto a diagonal de apoio considerada continuação do banzo) e dos montantes no plano da armação adota-se $l_0 = 0{,}8\ l$, devido ao encastramento da sua extremidade provocado pelos elementos tendidos junto da placa de ligação. Com efeito, no caso da perda da estabilidade uma diagonal (ou montante) comprimido, fixado numa placa de ligação, tende a virá-la; porém, os elementos tendidos que também aderem à placa de ligação impedem esta viragem provocando um certo encastramento que permite adotar o coeficiente de redução $\mu = 0{,}8$.

O comprimento nominal dos elementos comprimidos no plano perpendicular ao plano da armação determina-se pela distância entre os seus pontos de fixação. Portanto, na armação do telhado

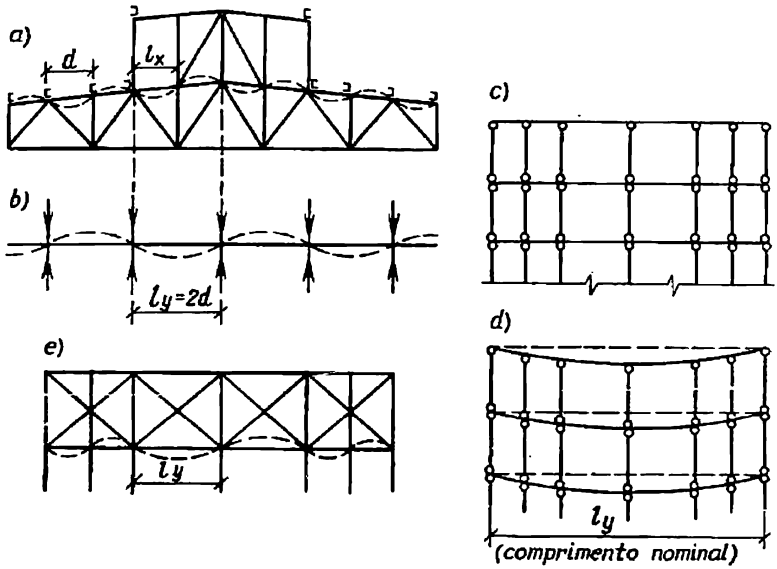


Fig. VII.21. Determinação do comprimento nominal dos elementos do banzo superior das armações

(fig. VII.21, *a*) com clarabóia e vigas-mestras o setor do banzo superior comprimido debaixo da clarabóia pode sofrer a flexão longitudinal no plano da armação, sendo o respectivo comprimento nominal igual ao comprimento do painel $l_x = d$ e a flexão no plano perpendicular ao plano da armação (no plano) sendo o respectivo comprimento nominal $l_y = 2d$ (fig. VII.21, *b*). Para os demais setores do banzo superior comprimido os comprimentos nominais no plano da armação e no plano perpendicular a este serão iguais, isto é, $l_x = l_y = d$. Deve-se ter em conta que as vigas-mestras são pontos de apoio para o banzo superior somente nos casos quando estão encastrados para impedir o deslocamento livre no plano horizontal. Por exemplo, na fig. VII.21, *c* está mostrado o plano das armações com as vigas-mestras ligadas por articulações às armações, o que permite o deslocamento horizontal livre destas últimas; a perda da estabilidade do banzo superior pode ter lugar se o seu comprimento nominal é igual a todo o vão da armação (fig. VII.21, *d*). Somente a introdução de tirantes no plano do banzo superior (fig. VII.21, *e*) garante (nos limites do trabalho elástico da armação horizontal com tirantes) a imobilidade das vigas-mestras que impedem o deslocamento dos pontos do banzo superior comprimido no sentido lateral e que determinam desta forma o seu comprimento nominal no plano perpendicular ao plano da armação. Normalmente os tirantes são instalados de tal forma que entre os nós fixados por eles ficam dois painéis. A fixação do tirante no meio da viga-mestra oferece certas dificuldades no processo de montagem. Por isso na maioria das vezes o comprimento do banzo comprimido das armações do telhado, quando da determinação da sua flexibilidade no plano perpendicular ao plano da armação, adota-se igual ao comprimento duplo do painel ($l_y = 2d$) mesmo nos casos quando em cada nó existem vigas-mestras (desde que a viga-mestra não esteja ligada a um tirante).

O comprimento nominal das diagonais e dos montantes comprimidos no plano perpendicular ao plano da armação adota-se igual ao seu comprimento geométrico.

Num revestimento sem as vigas-mestras as grandes chapas são soldadas de antemão aos banzos superiores das armações. Estas chapas garantem a estabilidade do banzo superior de armação no plano perpendicular ao plano da armação. No entanto, no processo de montagem podem ser necessários os tirantes (ver o capítulo IX). Se existe a clarabóia os centros dos banzos superiores das armações devem ser unidos por escoras ligadas aos tirantes.

3. Escolha do tipo da seção

O tipo da cantoneira para o banzo superior comprimido de uma armação do telhado escolhe-se de forma que a despesa do metal seja mínima, a estabilidade do banzo seja garantida em todos os sentidos e a rigidez no plano perpendicular ao plano da armação seja suficiente para o transporte e para a montagem.

Uma vez que os comprimentos nominais do banzo no plano da armação e no plano perpendicular a este em muitos casos diferem radicalmente um do outro ($l_y = 2l_x$), para igualar as flexibilidades é preciso que os raios de inércia diferam da mesma forma ($r_y \approx \approx 2\,r_x$). A esta condição correspondem as cantoneiras de abas desiguais colocadas de forma que as abas maiores estejam perpendiculares ao plano da armação (fig. VII.20, *b*).

Se cada nó do banzo superior está fixado por tirantes ou chapas de cobertura (isto é, se $l_y = l_x$), a estabilidade do banzo em todos os sentidos é assegurada pela seção composta de cantoneiras de abas desiguais colocadas de forma que as abas menores estejam dirigidas para os lados (fig. VII.20, *c*), pois no presente caso $r_x \approx r_y$. No entanto, as armações com a seção deste tipo do banzo superior são incômodas para o transporte e para a montagem; elas curvam-se facilmente no plano perpendicular ao seu próprio plano o que acarreta despesas adicionais para o seu desempenamento. Por isso não se recomenda utilizar esta seção para o banzo superior. Sob o ponto de vista de relações mais vantajosas dos raios de inércia, as seções compostas de cantoneiras de abas iguais são pouco piores do que as seções compostas de cantoneiras com abas desiguais; porém, o sortimento de cantoneiras com abas iguais é muito maior do que das cantoneiras com abas desiguais.

Portanto, para o banzo superior das armações do telhado os perfis mais racionais são seções compostas de duas cantoneiras de abas desiguais, com as abas maiores orientadas para os lados, ou as seções compostas de duas cantoneiras com abas iguais.

Nas diagonais de apoio comprimidas, cujos comprimentos nominais são iguais em ambos os planos ($l_x = l_y$), as cantoneiras de abas desiguais podem ser dispostas conforme está mostrado na fig. VII.20, *c*, pois esta seção tem raios de inércia aproximadamente iguais.

Para as diagonais de apoio convém utilizar as cantoneiras de abas desiguais, instaladas de forma que as abas maiores estejam orientadas para os lados, e diminuindo duas vezes o comprimento nominal da diagonal no plano da armação com a ajuda da subtendente (fig. VII.7, *a* e *b*). Esta estrutura é vantajosa não somente sob o ponto de vista de economia do metal, mas também porque a subtendente reforça os elementos salientes do banzo superior, preservando-o contra as danificações durante o transporte da armação.

Os demais montantes e diagonais comprimidos, cujos comprimentos nominais diferem pouco ($l_x = 0{,}8\ l$, $l_y = l$), são na maioria das vezes projetados de cantoneiras com abas iguais (fig. VII.20, *a*), uma vez que a relação dos raios de inércia r_x e r_y nesta seção corresponde aproximadamente à relação acima indicada dos comprimentos nominais. Em todas as seções analisadas o trabalho conjunto dos dois perfis é garantido pela instalação de pequenas pranchetas nos espaços entre as placas de ligação (ver a fig. VII.33).

Para os elementos tendidos o tipo e a disposição das cantoneiras são menos importantes, pois neste caso o fator determinante é a área

líquida da seção. Portanto esses elementos podem ser feitos de cantoneiras com abas iguais ou desiguais. As abas maiores destas últimas devem ser orientadas para os lados (quando as condições da montagem exigem aumentar a rigidez no sentido lateral). Nas oficinas com o regime de trabalho pesado a flexibilidade lateral do banzo inferior não deve ser superior a 250 (ver a tabela VII.3); quando a distância entre os tirantes no banzo inferior é de 12 ou 18 metros, para satisfazer esta condição é preciso utilizar freqüentemente cantoneiras de abas desiguais.

As seções de outros tipos utilizam-se raramente e somente quando a estrutura apresenta alguma exigência específica. Por exemplo. os banzos compostos de dois ferros em U (fig. VII.20, *d*) são utilizados nos casos quando resistem não somente a uma força axial, mas também a um importante momento local devido à carga aplicada entre os nós das armações (suspensão das linhas de produção ao banzo inferior, banzo superior das armações porta-guindaste, etc.).

Os montantes das armações fazem-se de duas cantoneiras de abas iguais, formando a seção em T. Duas cantoneiras podem ser dispostas também para formar a seção em forma da cruz (fig. VII.20, *e*); os montantes das armações são construídas desta maneira quando neles devem ser fixados outros elementos da estrutura que aderem às armações no plano sob o ângulo reto. Na seção em forma da cruz o raio de inércia mínimo é maior do que numa seção em forma de T, por isso a seção em cruz recomenda-se utilizar também nas estruturas que exigem uma alta rigidez. Nos elementos básicos das armações comuns as seções de uma só cantoneira não se utilizam devido à assimetria da sua fixação. A seção deste tipo pode ser utilizada somente para os elementos secundários, em que a tensão é consideravelmente inferior à máxima admissível. De acordo com as normas nos cálculos das cantoneiras solitárias comprimidas, fixadas por uma só aba, deve ser introduzido o coeficiente correspondente às condições de trabalho $m = 0{,}75$ (ver o apêndice 2).

4. Escolha das seções

Ao escolher as seções dos elementos das armações é preciso fazer com que o número de tipos e de dimensões das cantoneiras utilizadas seja possivelmente menor. Normalmente consegue-se escolher de uma forma racional as seções dos elementos das armações dos telhados utilizando uns 6—8 tipos de cantoneiras.

A escolha das seções começa pela escolha da seção do elemento comprimido. em que se verifica o esforço nominal máximo. A seguir escolhe-se o elemento com o esforço mínimo (na maioria das vezes na base da flexibilidade limite) e estabelecem-se os limites dentro dos quais se escolhem as cantoneiras. Ao escolher as cantoneiras para os elementos comprimidos deve-se utilizar, na medida do possível, as cantoneiras de espessura possivelmente menor, uma vez que os seus raios de inércia têm valores relativamente maiores.

A fim de evitar a danificação das armações durante o transporte adota-se a dimensão mínima da cantoneira 50 × 5.

Para a escolha das seções tem uma grande importância a restrição da flexibilidade limite das barras, o que se deve à aspiração de

Tabela VII.3

Flexibilidade limite λ dos elementos comprimidos e tendidos

Elementos das estruturas	Barras comprimidas	Barras tendidas por uma carga		
		dinâmica	estática	devida aos guindastes com o regime especial do trabalho
Banzos, diagonais e montantes de apoio das armações que transmitem as reações de apoio	120	250	400	250
Outros elementos das armações	150	350	400	300
Junções dos revestimentos (exceto os tirantes)	200	400	400	300
Banzos superiores das armações que ficam sem fixação no processo de montagem	220	—	—	—

prevenir o alquebramento, as oscilações no caso da carga dinâmica, danificação dos elementos das armações durante o transporte, etc.

Na tabela VII.3 está indicada a flexibilidade limite estabelecida pelas normas para os elementos das estruturas de aço.

Nas obras que não sofrem cargas dinâmicas, a flexibilidade dos elementos tendidos verifica-se somente no plano vertical.

Se os esforços nas barras comprimidas são pequenos a seção deve ser escolhida pela flexibilidade limite dada λ_{lim}. Inicialmente determina-se o raio de inércia necessário $r_{nec} = l_0/\lambda_{lim}$, e de acordo com o raio de inércia escolhem-se as respectivas cantoneiras. Na tabela VII.4 estão indicados os valores aproximados dos raios de inércia para diversas seções dos elementos feitos de cantoneiras.

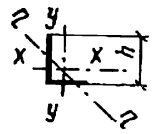
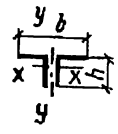
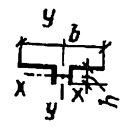
Ao escolher as seções dos banzos das armações para cada painel poderia ser escolhida a seção mais racional (em conformidade com a variação do esforço), mas isso acarretaria um grande aumento das junções e dos perfis usados, aumentaria consideravelmente o volume do trabalho e do metal necessários para a sua fabricação. Por isso, normalmente nas armações com o vão até 24 metros são instalados os banzos de uma só seção, escolhida na base do máximo esforço. Nas armações dos telhados com o vão de 30 metros ou mais convém variar a seção dos banzos ao longo do seu comprimento; é melhor variar apenas a largura dos banzos conservando invariável a espessu-

ra das cantoneiras a fim de facilitar a execução das junções (fig. VII.31).

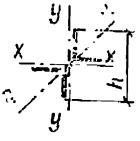
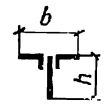
Nas armações que assentam nas articulações instaladas nos pilares pode-se anular, para diminuir o peso, a segunda cantoneira da seção do banzo superior no primeiro painel (painel zero), onde

Tabela VII.4

Valores aproximados dos raios de inércia das seções dos elementos compostos de cantoneiras

Raios de inércia	Seções dos elementos		
			
r_x e r_η r_y	$r_\eta = 0{,}195\ h$ $r_x = r_y = 0{,}3\ h$	$r_x = 0{,}3\ h$ $r_y = 0{,}2\ b$	$0{,}28\ h$ $0{,}24\ b$

Continuação da tabela VII.4

Raios de inércia	Seções dos elementos		
			
r_x e r_η r_y	$0{,}32\ h$ $0{,}2\ b$	$r_\eta = 0{,}185\ h$ $0{,}21\ h$	$0{,}3\ h$ $0{,}17\ b$

o esforço causado pelas cargas verticais é igual a zero. Nestes casos apenas uma cantoneira da seção escolhida para o painel vizinho é estendida para este painel ou a sua seção é alterada de forma a diminuir as dimensões das cantoneiras. Isto permite diminuir em cerca de 5% a quantidade do aço necessária para uma só armação.

Ao alterar a seção ao longo do banzo é preciso cuidar de que o deslocamento dos centros de gravidade das seções dos dois elementos ligados não seja superior a 5% da altura do banzo da armação (a fim de evitar grandes momentos adicionais); neste caso o momento adicional pode ser menosprezado. A grande excentricidade deve ser levada em consideração quando da escolha das seções dos elementos do banzo.

Depois de escolher a seção do elemento tendido deve-se verificar as tensões que existem nele $\sigma = N/F_{liq} \leqslant mR$; as barras escolhidas comprimidas são verificadas pela fórmula $\sigma = N/(\varphi F_{tot}) \leqslant mR$. As barras comprimidas e flexionadas devem ser calculadas à estabilidade não somente no plano da armação, mas também no plano perpendicular a este pela fórmula (VIII.40) que leva em consideração a ação da flexão local.

A escolha da espessura das placas de ligação, com a ajuda das quais são formados os nós das armações, realiza-se de acordo com

Tabela VII.5

Espessuras recomendadas das placas de ligação das armações

Esforço máximo na diagonal de apoio, kN	Até 200	200—450	450—750	750—1150	1150—1600
Espessura das placas de ligação, mm	8	10	12	14	16

Continuação da tabela VII.5

Exforço máximo na diagonal de apoio, kN	1600—1800	1800—2200	2200—2600	2600—3000
Espessura das placas de ligação, mm	18	20	22	25

o valor do esforço máximo na diagonal de apoio, sendo que a espessura das placas de ligação adota-se normalmente igual para toda a armação. Nas armações com grandes vãos as placas de ligação, utilizadas como apoios, podem ter a espessura 2 mm maior do que as placas de ligação dos nós intermediários.

Na tabela VII.5 estão indicadas as espessuras recomendadas das placas de ligação das armações.

Os resultados do cálculo e da escolha das seções são apresentados normalmente em forma de uma tabela (ver o exemplo VII.1 e tabela VII.8).

Exemplo VII.1. Calcular e escolher as seções dos elementos da armação do telhado de um prédio industrial (fig. VII.22, *a*).

1. *Dados.* O vão da armação é 30 metros. O passo das armações no sentido longitudinal é 12 metros. Nas armações está instalada uma clarabóia de 12 metros de largura e de 4 metros de altura. Nas armações estão instaladas vigas-mestras cobertas por um revestimento perfilado, por uma camada destinada a proteger contra o frio (plástico espumoso), uma camada de isolamento e uma camada de saibro. O prédio está situado na III região (quanto à precipitação da neve).

Os banzos da armação são feitos do aço de classe C 46/33 e as diagonais do aço de classe C 38/23.

Tabela VII.6

Cargas nominais

Caráter das cargas	Carga	Carga normativa, kN/m²	Coeficiente de sobrecarga	Carga nominal, kN/m²
Permanentes, distribuídas uniformemente	Camada de saibro	0,5	1,2	0,6
	Isolamento contra a água	0,1	1,1	0,11
	Camada destinada a proteger contra o frio (plástico espumoso)	0,05	1,2	0,06
	Isolamento contra o vapor	0,04	1,1	0,044
	Revestimento perfilado de aço	0,15	1,1	0,17
	Vigas-mestras	0,1	1,1	0,11
	O próprio peso das armações, clarabóias e tirantes [1]	0,3	1,1	0,33
	Total:			1,49
Permanente concentrada	Carga concentrada nos montantes extremos da clarabóia:			
	peso da chapa de bordo	10 kN	1,1	11 kN
	envidraçamento da clarabóia com a altura de 3 m e comprimento de 12 m; o peso é 0,35 kN/m²	12,6 kN	1,1	14 kN
	Total: carga permanente concentrada nos montantes extremos da clarabóia	—	—	25 kN
Temporária distribuída uniformemente [2]	Neve sobre a clarabóia ($c=0,8$)	$1 \cdot 0,8=0,8$	1,4	1,12 kN/m²
	Neve sobre outras partes da armação $\left(c=1+0,1\frac{12}{9}=1,13\right)$	$1 \cdot 1,13=1,13$	1,4	1,58 kN/m²

[1] O peso próprio das estruturas metálicas pode ser adotado aproximadamente pela tabela IX.3.

[2] A carga devida à neve foi adotada de acordo com as RNCC. II-6-74 para a III região igual a 1 kN/m². O coeficiente c corresponde à distribuição da neve pela clarabóia; ele é adotado pelas RNCC. II-6-74 em conformidade com a configuração do telhado.

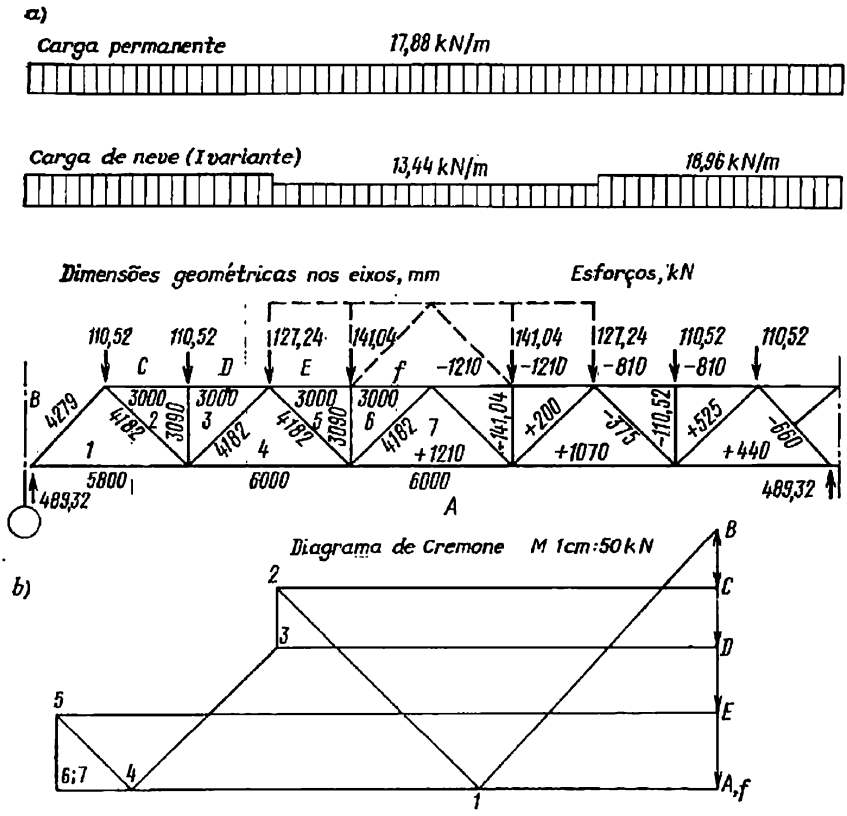


Fig. VII.22. Cálculo da armação do telhado

2. *Determinação das cargas nominais.* A determinação das cargas com que está solicitada a armação dá-se na tabela VII.6. A carga normativa q, expressa em kN/m², corresponde ao valor de $q \cdot 100$ kgf/m².

Tabela VII.7

Cargas nos nós

Designação das cargas nos nós	Cálculo das cargas nos nós	Força, kN
P_1	(1,49+1,58) 12·1,5	55,25
$P_2=P_3$	(1,49+1,58) 12·3	110,52
P_4	(1,49+1,58) 12·1,5+ +(1,49+1,12) 12·1,5+25	127,24
P_5	(1,49+1,12) 12·4,5	141,04
$R_A=R_B$	110,52·2+127,24+141,04	489,32

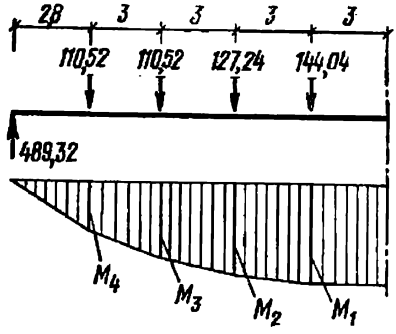


Fig. VII.23. Diagrama dos momentos

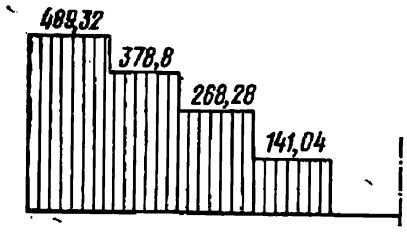


Fig. VII.24. Diagrama das forças transversais

A carga total uniformemente distribuída sobre a clarabóia é 1,49 + 1,12 = = 2,61 kN/m² e sobre as outras partes da armação 1,49 + 1,58 = 3,07 kN/m².

3. *Determinação das cargas aplicadas nos nós da armação.* O cálculo das cargas aplicadas nos nós da armação está indicado na tabela VII.7. As forças P_1, P_2 e P_4 aplicadas nos nós foram calculadas como produto de uma carga total uniformemente distribuída pela respectiva área de aplicação da carga; no valor da força P_3 foram incluídos os pesos da chapa de bordo e do envidraçamento da clarabóia.

4. *A determinação dos esforços nos elementos da armação* realiza-se graficamente, mediante a construção do diagrama de Cremone (fig. VII.22, *b*). Os esforços achados são anotados na tabela VII.8. Os esforços nos banzos podem ser determinados analiticamente quando se trata das armações de banzos paralelos, desde que esta última for considerada como uma viga e se for construído, então, o diagrama dos momentos (fig. VII.23) e das forças transversais (fig. VII.24). Então os esforços nos banzos vêm a ser $N_i = M/h$ e os esforços na treliça $N_{tr} = Q/\cos\alpha$, sendo h a altura da armação e α, o ângulo entre a vertical e a diagonal:

$$N_1 = \frac{489 \cdot 11{,}8 - 110\,(9+6) - 127 \cdot 3}{3{,}09} = 1208{,}5;$$

$$N_{tr\,1} = \frac{489}{0{,}739} = 664;$$

$$N_2 = \frac{499 \cdot 8{,}8 - 110\,(6+3)}{3{,}09} = 1070;$$

$$N_{tr\,2} = \frac{378{,}8}{0{,}717} = 526;$$

$$N_3 = \frac{489 \cdot 5{,}8 - 110 \cdot 3}{3{,}09} = 811;$$

$$N_{tr\,3} = \frac{268{,}3}{0{,}717} = 374;$$

$$N_4 = \frac{489 \cdot 2{,}8}{3{,}09} = 443{,}4; \quad N_{tr\,4} = \frac{141}{1{,}717} = 196.$$

5. *A escolha das seções* começa pelo elemento mais carregado do banzo superior comprimido (painel *f*-6) em que o esforço nominal é $N = -1208{,}5$ kN e os respectivos comprimentos vem a ser: no plano da armação $l_x = 3$ metros e no plano perpendicular ao plano da armação $l_y = 6$ metros. Esta relação dos

Tabela VII.

Tabela para a escolha das seções das barras da armação

Elemento da armação	Designação da barra	Esforço nominal, kN	Seção	Área, cm^2	Comprimentos nominais		Raios de inércia		Flexibilidades		φ_{nom}	m	Tensão σ, kN/cm^2
					l_x, cm	l_y, cm	r_x, cm	r_y, cm	λ_x	λ_y			
Banzo superior	*D-3*	—811	⌐⌐125×9	44	300	300	3,86	5,63	78	53,5	0,646	—	28,5 < 29
$R=29$	*f-6*	—1208,5	⌐⌐160×12	74,8	300	600	4,94	7,09	60,5	84,5	0,6	—	27 < 29
Banzo	*A-7*	1208,5	⌊⌊125×9	44	—	—	—	—	—	—	—	—	28,4 < 29
inferior	*A-4*	1070	⌊⌊125×9	44	—	—	—	—	—	—	—	—	25,2 < 29
$R=29$	*A-1*	443,4	⌊⌊ 75×6	16,56	—	—	—	—	—	—	—	—	26,8 < 29
Diagonais	*B-1*	—664	⌐⌐160× ×100×9	45,8	214	428	2,85	7,82	75,5	55	0,74	—	19,6 < 21
$R=21$	*1-2*	526	⌐⌐100×6,5	25,6	335	418	3,09	4,57	117	91,5	—	—	20,5 < 21
	3-4	—374	⌐⌐125×9	44	335	418	3,86	5,63	87	74,5	0,708	0,8	12 < 16,
	4-5	196	⌐⌐ 75×6	16,56	335	418	2,3	3,6	145	116	—	—	11,8 < 21
Montantes	*2-3*	—110,52	⌐⌐ 75×6	16,56	247	309	2,3	3,6	107	86	0,544	0,8	12,2 < 16,
$R=21$	*5-6*	—127,24	⌐⌐ 75×6	16,56	247	309	2,3	3,6	107	86	0,544	0,8	14,3 < 16,

Notas: 1. A espessura das placas de ligação foi adotada igual a 14 mm. 2. Nos limites da clarabóia a armação está fixada por tirantes situados no plano perpendicular ao plano da armação, na sua parte central. 3. A flexibilidade do banzo inferior no plano perpendicular ao plano da armação é $\lambda = l_{int}/r = 1800/5{,}63 = 320 < \lambda_{red} = 400$ (ver a tabela VII.3). 4. A flexibilidade do banzo superior no processo de montagem no plano perpendicular ao plano da armação é $\lambda = 900/5{,}63 = 160 < 220$.

comprimentos torna mais racional a seção composta de duas cantoneiras de abas desiguais (com as abas maiores orientadas para os lados), por exemplo as cantoneiras 200 × 125 × 11 com a área $F = 69{,}8$ cm². Porém esta seção é insuficiente. Adotamos duas cantoneiras de abas iguais 160 × 12 com a área $F = 74{,}8$ cm², que satisfaz tanto sob o ponto de vista da flexibilidade, como da resistência. A verificação das tensões realiza-se pela fórmula (II.14)

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{tot}} = \frac{1208{,}5}{0{,}6 \cdot 74{,}8} \text{ kN/cm}^2 = 27 < 29 \text{ kN/cm}^2.$$

Da mesma forma verifica-se a tensão para os demais elementos da armação, introduzindo-se para as diagonais comprimidas (exceto as diagonais de apoio) o coeficiente de redução do comprimento, igual a 0,8. Os resultados de todas as operações de escolha das seções são anotados na tabela (ver a tabela VII.8) sem os cálculos intermediários.

§ 38. PROJEÇÃO DAS ARMAÇÕES

1. Centragem das barras, configuração das placas de ligação e sua fixação

A projeção de uma armação começa pelo desenho dos eixos que formam o esquema geométrico da estrutura cuidando de que os eixos dos elementos que convergem para os nós se cruzem no centro do nó (ver a figura VII.25, *a*): somente neste caso as forças que convergem para o nó podem equilibrar-se mutuamente. A centragem das barras de acordo com a fig. VII.25, *b* é inadmissível, pois neste caso as forças que convergem para o nó não se equilibram mutuamente e surge um momento adicional $M = Re$ que curva o banzo. Este momento adicional não pode ser menosprezado pois ele exerce influência sobre as condições do equilíbrio do nó e as tensões que provém dela pertencem à categoria de tensões básicas (ver o § 5).

A seguir no desenho são marcados os contornos das barras de forma que os eixos coincidam, à medida do possível, com o centro de

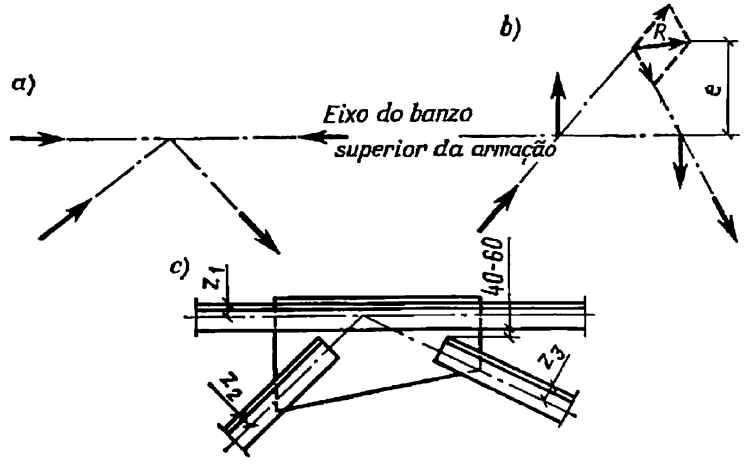


Fig. VII.25. Centragem das barras nos nós das armações

gravidade da seção ou estejam possivelmente mais próximas deste ponto. É de se notar que nas armações soldadas, a distância do centro de gravidade até a dobradura da cantoneira (ver a fig. VII.25, *c*) deve ser arredondada até o mais próximo número inteiro maior, múltiplo de 5 mm; nas armações rebitadas as cantoneiras são centradas em conformidade com as riscas dos rebites. As cantoneiras da treliça devem ser cortadas perpendicularmente ao eixo, de forma que as extremidades das barras estejam afastadas do banzo uns 40—60 mm. Recomenda-se soldar as diagonais à placa de ligação somente por costuras laterais, ao longo da dobradura e da lâmina da cantoneira. Estas costuras trabalham ao cisalhamento (módulo de elasticidade *G*) mas não trabalham à ruptura. As costuras frontais não são recomendadas embora elas distribuam o fluxo de forças transmitido para a placa de ligação de uma forma mais regular. Isto diz respeito, sobretudo, às armações pesadas com perfis e costuras grandes. Depois da imposição das grandes costuras nas cantoneiras dos banzos e nas diagonais, desenvolvem-se grandes tensões de contração, o que provoca tensão na placa de ligação entre as cantoneiras contribuindo para o desenvolvimento de fraturas. A distância recomendada (40—60 mm) entre as extremidades da barra e o banzo depende até um certo ponto da espessura da placa de ligação e da dimensão da costura e diz respeito de um modo geral às espessuras menores de 16 mm. Se as juntas soldadas são grandes é melhor aumentar um tanto esta distância, adotando, de acordo com a espessura da placa (ou chapa) de ligação, (3,5 . . . 4) $\delta_{p.l.}$. A configuração das placas de ligação nos nós determina-se pelas condições de disposição das juntas soldadas ou rebites, que fixam os elementos da treliça e deve ser a mais simples possível. Uma vez que a placa de ligação transmite o esforço de uma barra para outra, todas as suas seções devem ser bastante resistentes e capazes de resistir ao respectivo fluxo de forças.

Na fig. VII.26, *a* está mostrada a placa de ligação de estrutura incorreta, pois a sua área pela seção $I - I$ é menor do que a área da seção da diagonal composta de duas cantoneiras e ligada a esta placa; portanto, a ruptura pode ter lugar precisamente na placa de ligação. Além disso a costura *K* disposta perto da dobradura (ver a fig. VII.26, *a*) que suporta a maior parte do esforço do montante não pode transmiti-lo para a parte adjacente da placa de ligação devido à área pequena da sua seção. A placa de ligação irá sofrer uma grande sobretensão neste setor. Na fig. VII.26, *b* está mostrada a placa de ligação de estrutura correta; neste caso o ângulo entre a borda da placa de ligação e a barra é de cerca de 15—20°.

As placas de ligação devem ser fixadas às cantoneiras dos banzos em dois locais, segundo está mostrado na fig. VII.27, *a* por parte da dobradura e da lâmina, pois em caso contrário as cantoneiras dos banzos podem dobrar-se facilmente devido às razões casuais, por exemplo, durante o transporte. No entanto, nem sempre é conveniente que a placa de ligação passe além dos limites do banzo; por exemplo, no processo de instalação no banzo superior de vigas-mestras

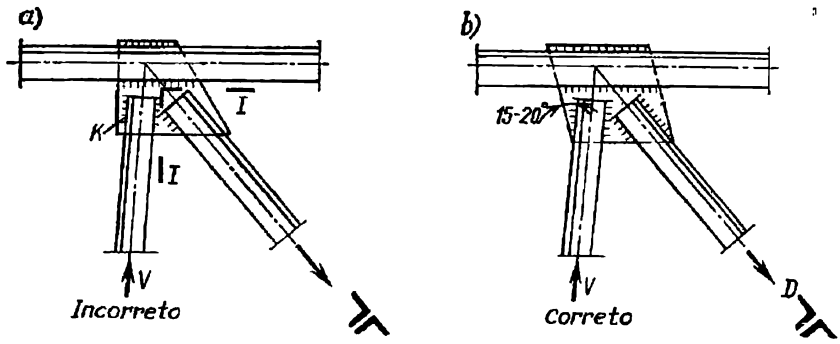


Fig. VII.26. Estruturas das placas de ligação

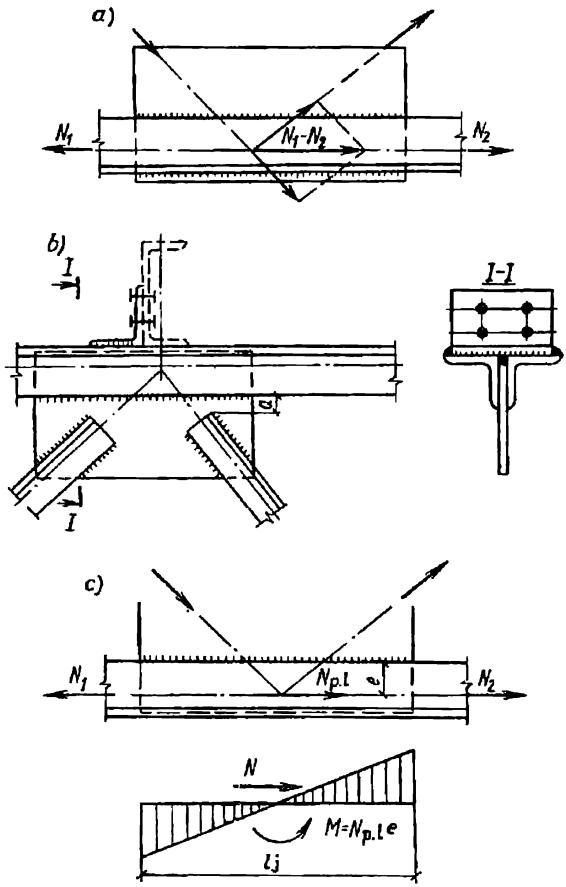


Fig. VII.27. Fixação da placa de ligação no banzo da armação

ligadas ao banzo por meio de cantoneiras curtas (VII.27, *b*). Neste caso entre a extremidade da placa de ligação e a dobradura das cantoneiras deve existir uma distância igual aproximadamente a 5 mm; a placa de ligação é fixada ao banzo por soldaduras somente ao longo da borda da lâmina da cantoneira. Nestes casos convém soldar a fenda que se forma entre as dobraduras das cantoneiras e a placa de ligação. No entanto, esta costura não deve ser considerada como nominal, pois é difícil de assegurar neste caso a boa penetração da solda (esta junta é superfundida e não soldada). Portanto, neste caso, as principais juntas nominais são as juntas (costuras) da lâmina da cantoneira.

O esforço a que deve resistir a fixação da placa de ligação e que procura deslocá-la em relação ao banzo é a resultante dos esforços que atuam nos elementos da treliça que convergem no nó dado. Num caso particular, quando no nó não existe a carga externa perpendicular ao banzo, o esforço $N_{p.l}$ é igual à diferença dos esforços nos painéis contíguos do banzo (fig. VII.27, *a* e *c*): $N_{p.l} = N_2 - N_1$.

O esforço $N_{p.l}$ está aplicado no centro do nó, em direção de eixo do banzo. Se a placa de ligação não ultrapassa os limites do banzo, este esforço irá provocar nas juntas situadas junto da lâmina dos banzos da cantoneira não somente o esforço de cisalhamento ao longo do seu comprimento, mas também a flexão devida ao momento $M = N_{p.l}\, e$ (fig. VII.27, *c*). Normalmente as tensões normais devidas à flexão não são grandes e por isso a junta deve ser calculada somente ao cisalhamento; neste cálculo a resistência nominal da junta deve ser diminuída em aproximadamente 15—20%.

Os princípios de projeção de nós rebitados são praticamente os mesmos que dos nós soldados; a única diferença consiste em que em vez das juntas soldadas colocam-se rebites.

As dimensões que determinam a configuração da placa de ligação são determinadas da mesma forma que nas armações soldadas, ou seja pelas condições de fixação das diagonais; as diagonais especialmente potentes podem ser fixadas com a ajuda de uma cantoneira curta. Neste caso o número de rebites numa das abas desta cantoneira aumenta em 50% em comparação com o número previsto nos cálculos. O número de rebites com que o elemento pode ser fixado no nó não pode ser inferior a dois. Por isso, nas fixações dos elementos solicitadas por esforços pequenos, a disposição dos rebites obedece somente às razões técnicas sendo o passo entre eles o máximo possível (ver o § 24); inicialmente são colocados os rebites nas extremidades da fixação, depois são escolhidas as dimensões intermediárias, que devem ser, à medida do possível, múltiplas de 5 mm.

2. Junções dos banzos

Devido às restrições impostas ao comprimento das peças laminadas e ao comprimento das peças transportadas, as armações de grandes vãos ($L > 18$ m) devem ser divididas, antes do envio, em diver-

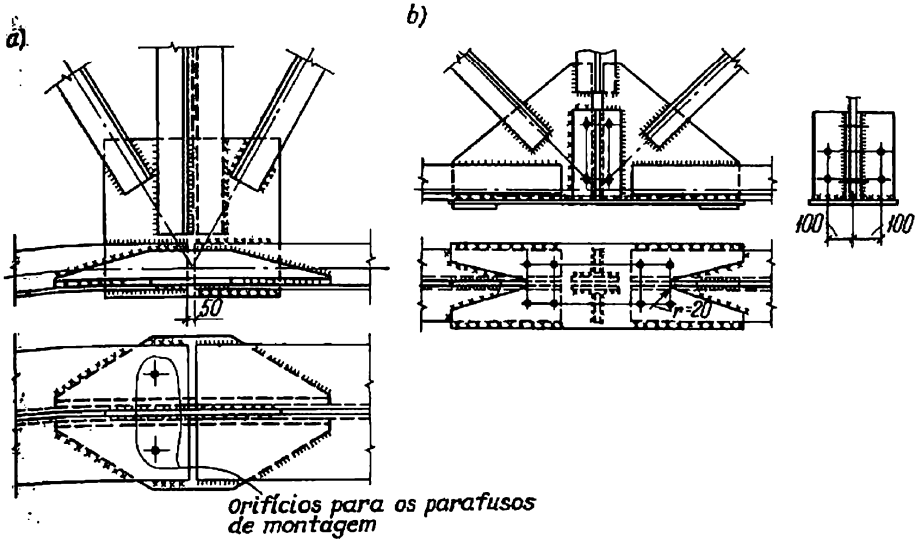


Fig. VII.28. Juntas do banzo inferior

sos elementos; as junções de montagem têm lugar, como regra, no meio do vão. Na projeção das junções deve ser observada a regra básica: *a área da seção dos elementos ligados pela junção não deve ser inferior à área da seção dos respectivos elementos da armação.*

As junções dos banzos das armações podem ser dispostas tanto nos nós como no painel. É mais conveniente instalar a junção do banzo no nó, pois neste caso uma parte da placa de ligação é utilizada como elemento da junção. A estrutura mais simples da junção é o recobrimento das cantoneiras dos bandos com as cantoneiras do mesmo

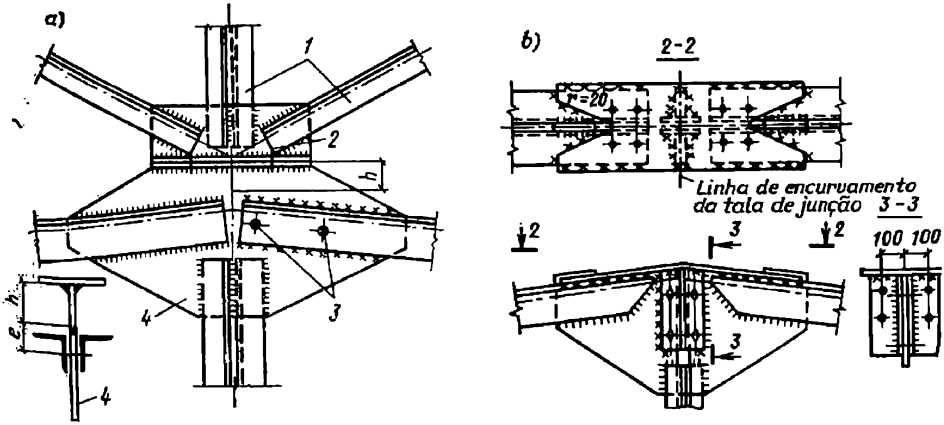


Fig. VII.29. Juntas do banzo superior

1—armação da clarabóia; *2*—parafusos brutos; *3*—orifícios para os parafusos de montagem; *4*—placa de ligação

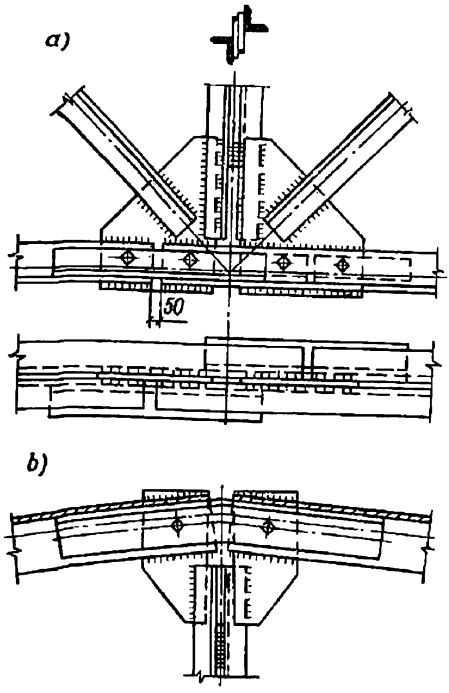


Fig. VII.30. Juntas dos banzos no caso de divisão da armação em dois elementos iguais destinados para o transporte

perfil. Temos na fig. VII.28,*a* a junta soldada do banzo inferior da armação. Numa soldadura as abas verticais da cantoneira da junção são cortadas para que as costuras não estejam concentradas junto das lâminas; para que o esforço seja transmitido de uma forma mais regular, recomenda-se cortar sob um certo ângulo as abas largas das cantoneiras.

A junção do banzo superior instalada normalmente no cume da armação pode ser feita da mesma maneira que a junta do banzo inferior, recobrindo-a com cantoneiras de junção curvas. Esta junta pode ser executada também de uma outra maneira mostrada na fig. VII.29, *a*. Neste caso a seção em T da placa de ligação compensa plenamente a seção das duas cantoneiras. Recomenda-se escolher a dimensão *h* de forma que o centro de gravidade da placa de ligação em T coincida com o eixo das cantoneiras dos banzos; se esta coincidência não existe é preciso calcular a placa de ligação não somente à compressão, mas também à flexão causada pelo momento igual ao esforço axial no banzo multiplicado pela excentricidade e do esforço em relação ao centro de gravidade da placa de ligação (fig. VII.29, *a*). Para tornar mais cômoda a colocação de soldaduras junto da dobradura das cantoneiras do banzo a largura da aba horizontal não deve ser superior a $2h$. A estrutura da junção mostrada na fig. VII.29, *a* é cômoda para a montagem graças à existência de uma placa horizontal em que se instala a clarabóia em forma de uma armação (fig. IX 27, *b*).

Para que o número de diversos elementos da estrutura seja possivelmente menor, o que contribui para diminuir o volume do trabalho requerido para a sua fabricação, deve-se dividir a armação em elementos iguais. Na fig. VII.29, *b* está mostrada a estrutura das junções da armação que corresponde a esta condição. Nas armações com os vãos de 24 e 36 metros oferece uma boa margem de segurança a junção do banzo inferior em que as diagonais convergem para o meio do banzo (fig. VII.30, *a*). Aí a placa de ligação está cortada no

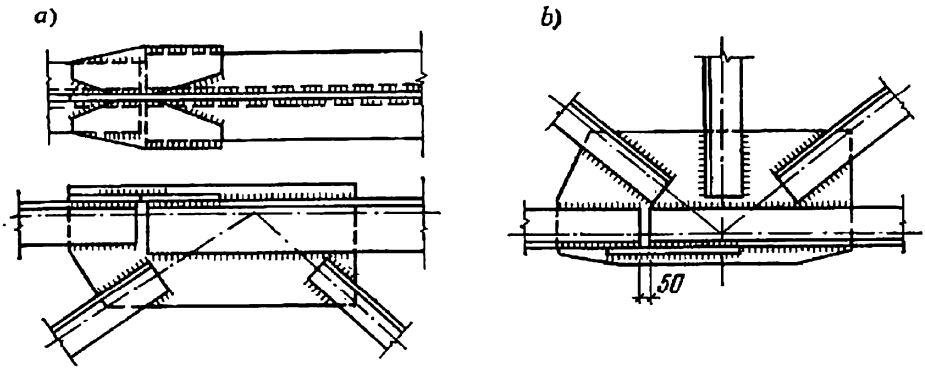


Fig. VII.31. Juntas dos banzos no caso de variação das suas seções

meio e as junções das cantoneiras do banzo estão situadas a uma certa distância uma da outra. Neste caso ao longo do eixo da armação resultam duas seções inteiras de cantoneiras, enquanto nos locais de juntas existe só uma cantoneira cortada, coberta por uma cantoneira de junção e por uma placa de ligação. Na fig. VII.30, *b* está mostrada a respectiva estrutura da junção do banzo superior, também com a placa de ligação cortada. Para resistir às possíveis forças transversais que surgem no caso de cargas assimétricas nos montantes com a seção em cruz, entre as cantoneiras verticais devem ser instaladas guarnições emparelhadas em forma de pranchetas (talas) (fig. VII.30, *a*) ou cantoneiras curtas. Portanto, a estrutura da junção da armação é simétrica.

Se no banzo das armações são utilizadas cantoneiras com diversas espessuras das abas a junta dos banzos pode ser executada com a ajuda de placas de ligação e talas de chapa (fig. VII.31, *a*, *b*).

3. Nós de apoio

As armações do telhado podem assentar nos pilares de concreto armado, muros de alvenaria ou elementos das carcaças de aço dos prédios industriais e civis, ou seja pilares de aço ou armações secundárias. A fixação das armações nos pilares de aço e nas armações secundárias está analisada detalhadamente no capítulo IX.

Temos na fig. VII.32, *a* um exemplo de apoio de uma armação do telhado num pilar de aço. A chapa de apoio da armação, cuja espessura é normalmente 16—20 mm, está fixada ao pilar com parafusos de ancoragem.

A fim de estandardizar a estrutura do nó de apoio das armações que se apoiam nos pilares de concreto armado ou de aço, assim como nas armações secundárias, pode-se utilizar o nó de apoio mostrado

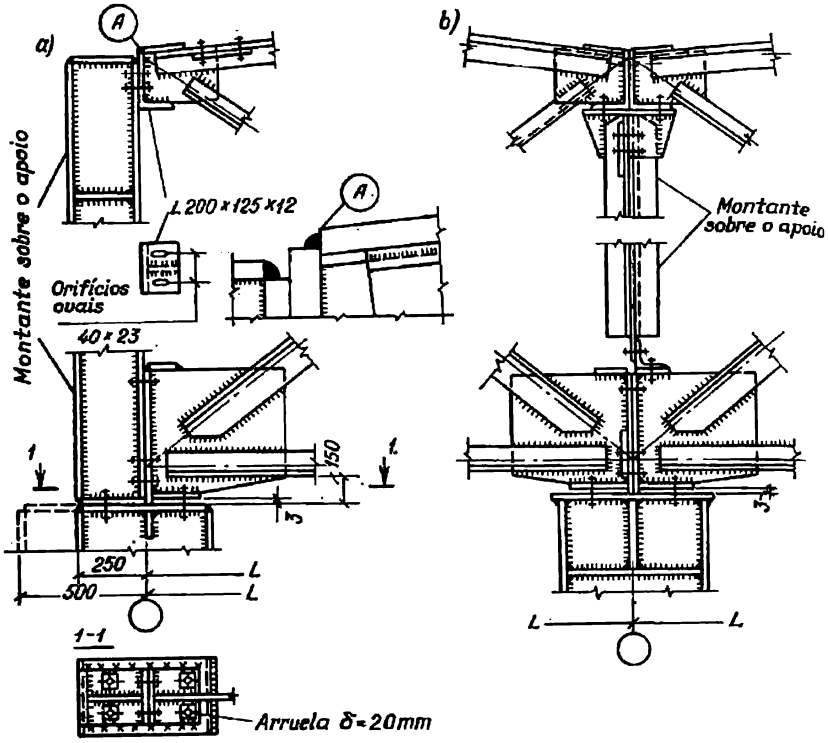


Fig. VII.32. Nós de apoio das armações

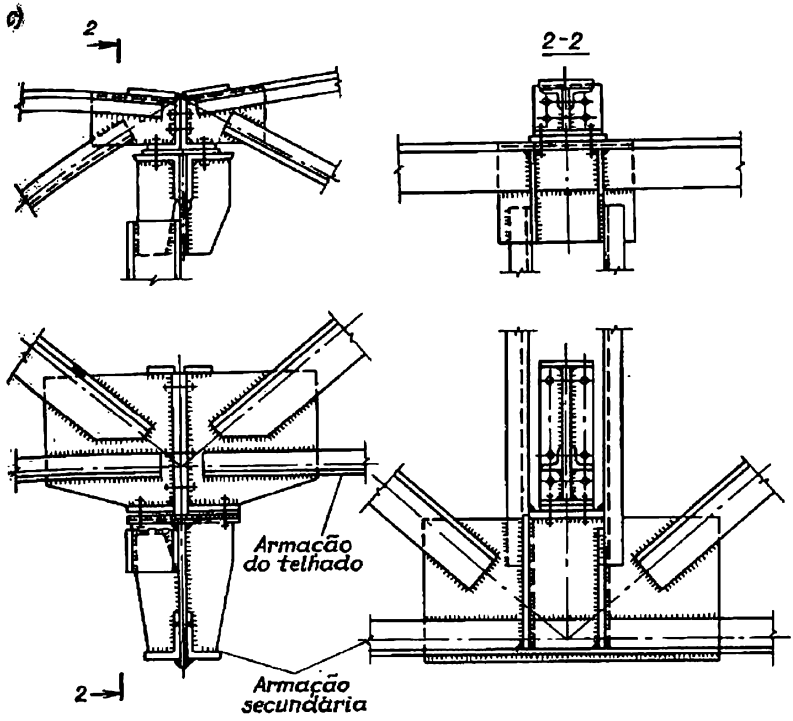
a—apoio no pilar extremo; *b*—apoio no pilar médio; *c*—apoio da armação do telhado sobre a armação secundária

na fig. VII.32, *b* e *c*. A pressão de apoio é transmitida através da extremidade acepilhada da placa que serve de apoio.

Para as armações com o vão inferior a 42 metros a mobilidade das fixações de apoio não é um fator obrigatório.

4. Peças

Os elementos comprimidos das armações compostas de duas cantoneiras devem ser ligadas nos intervalos entre as placas de ligação por pequenas talas ou pranchetas (fig. VII.33, *a*). No caso contrário a força longitudinal de compressão N_i pode fazer com que cada cantoneira que agüenta o esforço $N/2$ seja flexionada independentemente da outra, pois o raio de inércia mínimo de uma cantoneira solitária em relação ao eixo ξ (fig. VII.33, *b*) resulta consideravelmente menor do que o raio de inércia da seção composta de duas cantoneiras em relação ao eixo x. Estas talas são dispostas ao longo do comprimento das barras comprimidas numa distância $l_1 = 40\,r$ (onde r é o raio de inércia da cantoneira em relação ao eixo paralelo ao plano em que estão dispostas as talas). Para que o trabalho de ambas as cantonei-



ras seja mais coordenado, nos elementos tendidos das armações também são colocadas talas de ligação, mas a distância entre elas é $l_1 \leqslant \leqslant 80\ r$. A largura das talas é normalmente 60—100 mm.

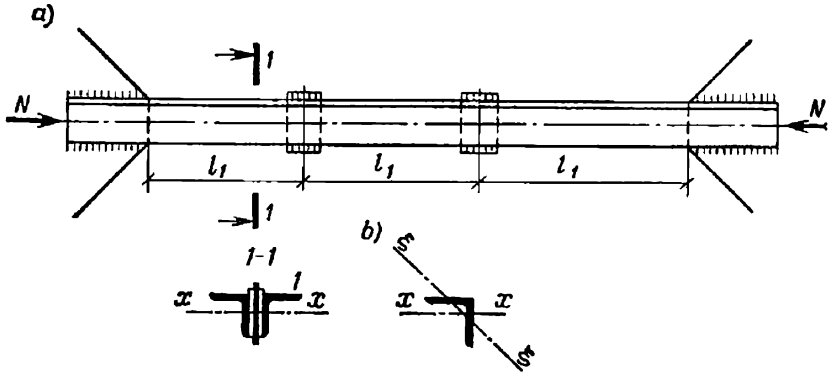


Fig. VII.33. Distribuição das talas nos elementos da armação

5. Trabalho real dos nós das armações

O estudo do trabalho real dos nós solicitados, isto é, da distribuição real das tensões nos elementos do nó, tem uma grande importância para a sua projeção correta. As tensões são distribuídas nas placas de ligação de uma forma muito irregular criando concentrações locais que às vezes são bastante perigosas. Por exemplo, na junção dos banzos das armações feitos de cantoneiras sobre uma placa de ligação com talas horizontais (ver a fig. VII.31) devido à não-coincidência dos centros de gravidade das seções das cantoneiras do banzo e do ferro em T (da seção da placa de ligação com as chapas horizontais), o fluxo de forças transmite-se das cantoneiras para o ferro em T de forma excêntrica provocando ao par do esforço axial um momento adicional na seção da placa de ligação. Além disso, nos locais de alteração brusca da seção surgem inevitavelmente as concentrações das tensões que agravam a distribuição desigual das tensões na placa de ligação e provocam às vezes até mesmo a plasticidade local do material.

Na análise da junta soldada simétrica mais simples de tiras sobrepostas com costuras laterais (capítulo IV, § 19, fig. IV.15) foi assinalada a distribuição desigual do fluxo das forças tangenciais (FFT) (em kN/cm) $q_i = \tau_i \delta$, ao longo da costura. No entanto, no caso da seção assimétrica e da aplicação assimétrica das forças, por exemplo, no caso de junção das seções das cantoneiras a uma placa de ligação, as forças tangenciais irão diferir muito das forças tangenciais que surgem numa seção simétrica (fig. VII.34). Para efetuar o cálculo é preciso determinar as forças tangenciais de cisalhamento q_i; sabendo estas forças pode-se determinar a tensão na placa de ligação. Dividindo as costuras (juntas) ao longo do seu comprimento em pequenos setores do comprimento a (não menos de dez setores) pode-se adotar como incógnitas cada força de cisalhamento $X_i = q_i = \tau_i \, ah_j$ (fig. VII.34) e obter um sistema de equações com muitas incógnitas cuja solução é possível numa calculadora eletrónica. M. I. Gukova e A. G. Immerman utilizaram o método de diferenças finitas e elaboraram o método numérico de determinação das forças de cisalhamento X_i. A base deste método é seguinte: em cada setor da costura com o comprimento a a diferença entre o alongamento no elemento da placa de ligação $\varepsilon_{i\,\text{p.l}}$ e elemento ligado (placa de ligação, tala, cantoneira, etc.) ε_{it} deve ser igual ao passo da costura:

$$a\,(\varepsilon_{i\,\text{p.l}} - \varepsilon_{it}) = h_j\,(\gamma_{i+1} - \gamma_i),$$

onde

$$\gamma_i = \frac{\tau_i}{G_j} = \frac{X_i}{ah_jG_j};$$

portanto

$$\varepsilon_{i\,\text{p.l}} - \varepsilon_{it} = \frac{X_{i+1} - X_i}{2G_ja^2}, \qquad \text{(VII.7)}$$

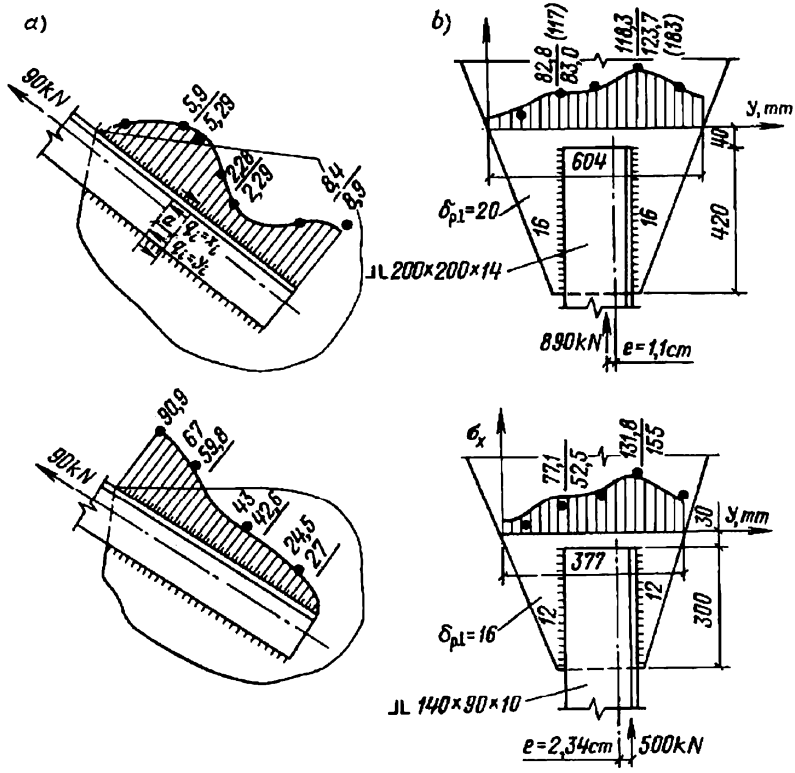


Fig. VII.34. Diagramas de distribuição das tensões e do «escoamento» dos esforços nas junções soldadas

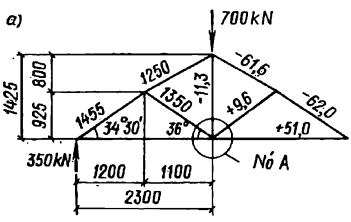
a—diagrama do fluxo das forças tangenciais (de cisalhamento) em kN/cm e do «escoamento» total do esforço da diagonal para a placa de ligação (em kN); *b* — diagrama das tensões normais (em kN/cm²) na placa de ligação ligada às cantoneiras do montante

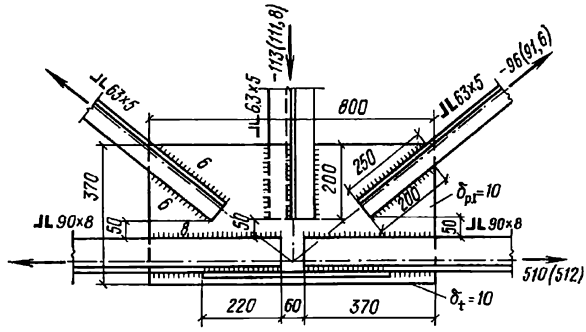
onde o coeficiente 2 foi introduzido devido à simetria de ação das forças em relação à espessura da placa de ligação.

Manifestamos os valores de $\varepsilon_{i\ p.l}$ e $\varepsilon_{i\ t}$ através das forças incógnitas X_i e esforço interno N, levando em consideração os coeficientes geométricos k_i^{α} que dependem da seção dos elementos e da posição das forças na seção $\left(\varepsilon_{i\ p.l} \approx \dfrac{\Sigma X_i k_i^{\alpha}}{EF_{p.l}}\right)$ substituimo-nas na equação (VII.7) obtendo um sistema de equações que se resolvem mediante a utilização da condição limite, que consiste em que no último setor ($i = n$) todo o esforço deve passar das cantoneiras ou da tala para a placa de ligação, isto é, verifica-se a deformação $\varepsilon_{nt} = 0$ [1].

Para obter as tensões que surgem na placa de ligação devido

[1] **K. K. Mukhanov, A. G. Immerman, M. I. Gukova.** Determinação das tensões nos locais da sua concentração nas placas de ligação situadas nos nós das armações. «Boletim das escolas superiores. Série. Construção civil e arquitetura», 1973, N° 4.


a)
700kN
1425
800
925
1250
1350
-11,3
-61,6
+9,6
-62,0
+51,0
1455
34°30'
36°
350kN
1200
1100
2300
Nó A


-113(116,8)
-96(91,6)
JL 63×5
JL 63×5
JL 63×5
800
370
200
250
200
δpl=10
JL 90×8
JL 90×8
50
50
50
6
6
6
510(512)
220
60
370
δt=10

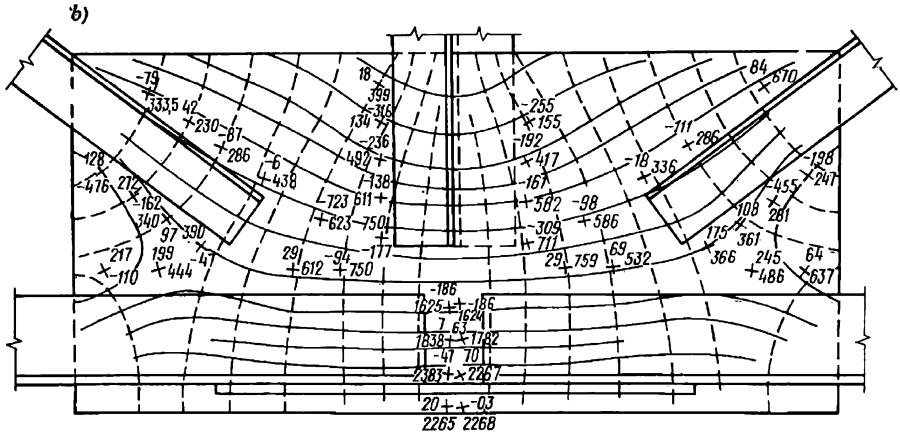


Fig. VII.35. Nó do banzo inferior da armação (entre parênteses estão indicados os esforços obtidos por meio de captadores da tensão)

a—estrutura do nó *A* submetido à experiência; *b*—trajetórias das principais tensões em kgf/cm²

à aplicação das forças $q_i = X_i$, foi utilizada a solução de Guirkman para uma placa semi-infinita solicitada por uma força aplicada a uma certa distância da sua borda:

$$\sigma_x = \xi \Sigma \sigma_x (X_i), \qquad \text{(VII.8)}$$

onde ξ é o coeficiente de variação da tensão quando da passagem de uma placa semi-infinita para uma placa (placa de ligação) de dimensões finitas; $\xi = 1{,}07 \ldots 1{,}5$ de acordo com a relação entre a metade da largura da zona nominal da placa de ligação e a distância desde o local de aplicação da força até a borda.

A zona nominal da placa de ligação que se incorpora no trabalho quando da determinação do coeficiente ξ, determina-se pelo raio que parte do local de encontro do elemento ligado com a placa a ligação aproximadamente sob um ângulo de 30° [1].

Na fig. VII.34 está mostrada a distribuição das tensões que surgem na placa de ligação devido ao esforço aplicado às cantoneiras; as tensões determinadas mediante o método acima indicado foram verificadas durante os ensaios realizados no Instituto «VNIIM». Com o traço cheio estão mostrados os diagramas das tensões nominais que se verificam na placa de ligação à distância de 30 mm a partir da borda das cantoneiras, com os pontos, os valores obtidos no decurso de experiências; os números entre parênteses na fig. VII.34, *a* mostram os valores nominais das tensões junto das bordas das cantoneiras (na fig. VII.34, *b* nos locais de concentração estas tensões encontram-se além do limite da elasticidade).

Este método de cálculo permite determinar a distribuição das forças de cisalhamento nas costuras de juntas complexas e determinar as tensões nas placas de ligação, o que foi executado numa junção padronizada e posto à prova nas experiências realizadas no Instituto «VNIIKTIS».

Durante as experiências a que foi submetido o nó (fig. VII.35, *a*, *b*) com a ajuda de grande número dos captadores foram determinados os valores e as orientações das principais deformações e das principais tensões normais e tangenciais na placa de ligação [2]. Na base destes dados foram construídas as trajetórias das principais tensões (ver a fig. VII.35, *b*). As tensões mínimas resultam nos setores entre as diagonais e o montante e as máximas, na parte inferior da placa de ligação, entre as cantoneiras dos banzos. A disposição dos captadores ao longo das cantoneiras permitiu determinar e comparar as forças de cisalhamento obtidas mediante os cálculos teóricos e nas experiências e construir o «fluxo» de esforços das cantoneiras para a placa de ligação e talas (fig. VII.36) [3]. A determinação por meio do cálculo das

---

[1] **M. I. Gukova.** Análise do trabalho dos elementos dos nós das armações de aço soldadas. Tese de doutoramento (Manuscrito). M., 1972.

[2] **A. G. Immerman, B. G. Melkumian.** Resultados de pesquisas experimentais dos nós das armações soldadas—«Construção industrial», 1972, N° 1.

[3] **A. G. Immerman, M. I. Gukova.** Sobre o cálculo dos nós das armações soldadas.—«Construção industrial», 1973, N° 4.

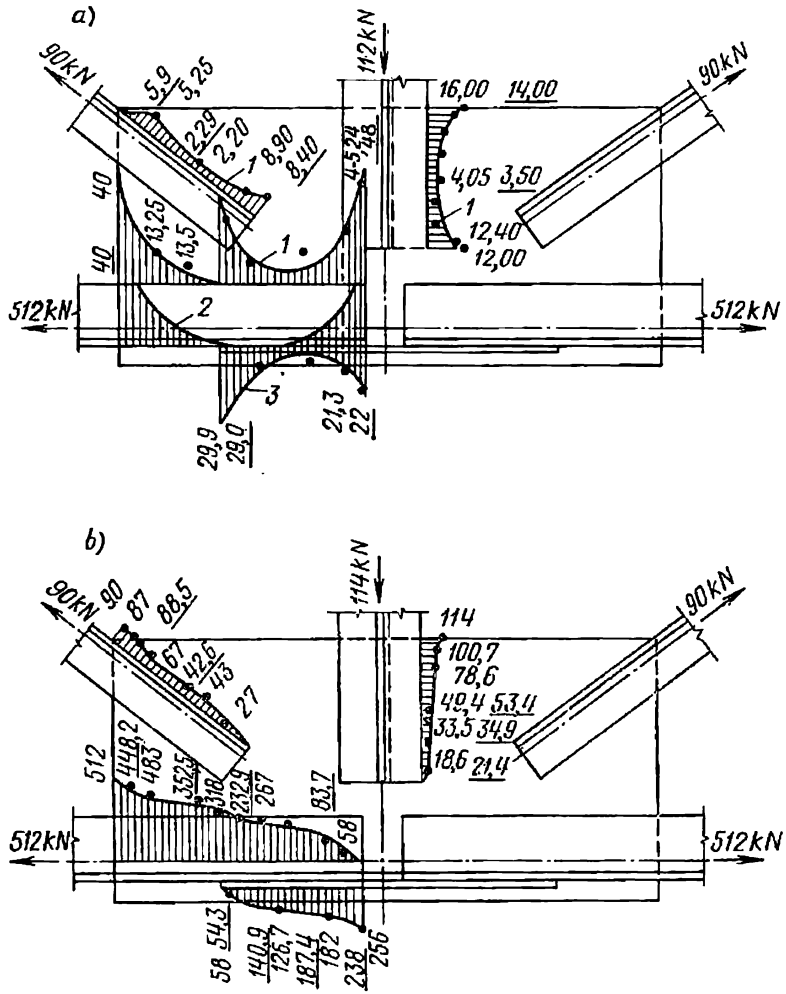


Fig. VII.36. Diagramas das forças tangenciais e do «escoamento» dos esforços no nó da armação (os valores nominais estão sublinhados. As soldaduras foram convencionalmente omitidas. Os pontos mostram os valores experimentais)

a—diagramas das forças tangenciais (de cisalhamento) em kN/cm; *1*—total de forças nas juntas [costuras] que ligam as cantoneiras do banzo e da treliça; *2*—total de forças nas quatro juntas do banzo, fixado na placa de ligação; *3*—o mesmo nas quatro juntas que ligam as cantoneiras do banzo às talas; *b*—diagramas do «escoamento» dos esforços das cantoneiras do banzo e da treliça e do afluxo dos esforços para a tala.

tensões na placa de ligação e do coeficiente ξ na fórmula (VII.8) confirmou que os melhores resultados se obtêm quando a zona de cálculo da placa de ligação determina-se pelos raios dispostos sob o ângulo de 30° (fig. VII.35, *b*). As ordenadas dos diagramas do f uxo foram obtidas mediante a adição das forças de cisalhamento nas juntas soldadas ao longo das seções dos elementos em todos os setores, desde o começo da fixação até a seção em questão.

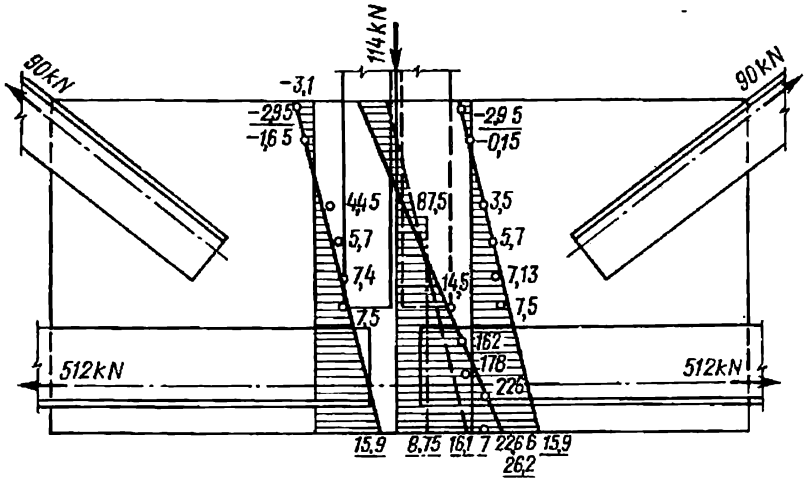


Fig. VII.37. Diagramas das tensões normais na placa de ligação do nó. As talas e as juntas soldadas não estão mostradas; os valores nominais das tensões estão sublinhados

—— tensões calculadas na base das forças de cisalhamento nas juntas; —·— de acordo com as recomendações de álbuns de padrões; – – – – para uma seção em T submetida à compressão excêntrica; o—pontos experimentais.

As tensões máximas foram obtidas no nó de junção do banzo inferior (na placa de ligação entre as cantoneiras do banzo). Na fig. VII.37 estão mostrados os diagramas das tensões em três seções da placa de ligação, calculadas pelo método acima indicado (linhas cheias); com os pontos estão mostrados os dados experimentais.

A linha pontilhada mostra o diagrama das tensões determinadas aproximadamente para a seção média (entre as cantoneiras dos banzos) na base da análise da seção em T submetida à compressão excêntrica, sendo a excentricidade igual à distância entre os centros de gravidade dos banzos e do ferro em T. A divergência entre o cálculo aproximado e o cálculo mais exato, que coincide com os dados da experiência, ao nível da extremidade inferior da cantoneira é cerca de 25% para menos.

Se adotarmos para o cálculo deste nó, que das cantoneiras para a placa de ligação passam 30% do esforço do banzo (aumentado em 20%), aplicado no centro de gravidade da seção convencional da placa de ligação com a altura igual ao dobro da distância de baixo até a lâmina da cantoneira do banzo e que os demais 70% do esforço são transmitidos através das talas horizontais (este diagrama das tensões está mostrado na fig. VII.37 com um traço misto), neste caso a tensão na placa de ligação diminui em cerca de 65%. Na realidade, a experiência e o cálculo teórico revelam que os esforços no nó que cabem à placa de ligação e às talas são aproximadamente iguais (48% e 52%). O cálculo da placa de ligação à compressão excêntrica reflete de uma forma mais exata a distribuição real

das tensões. No entanto, para a estrutura do nó mostrado na fig. VII.35, o cálculo simplificado quando da determinação dos locais de concentração das tensões, como se tratasse de uma barra submetida à compressão e flexão, seria incorreto, pois a tensão máxima resultaria junto da borda da placa de ligação, enquanto na realidade ela se verifica perto da dobradura.

Nos escritórios de projeção das empresas industriais as peças utilizadas nas junções dos elementos podem ser calculadas com um grau de precisão suficiente com a ajuda de calculadora eletrónica, na base de programas estandardizados.

CAPÍTULO VIII

PILARES (COLUNAS)

§ 39. TIPOS DE PILARES

Os pilares servem para transmitir as cargas das estruturas situadas acima deles através do fundamento para o solo. Os pilares são divididos, de acordo com o método de aplicação da carga, em pilares de compressão central e de compressão excêntrica. Os pilares de compressão central resistem a uma força longitudinal aplicada ao longo do eixo do pilar que provoca a compressão uniforme da seção transversal. Os pilares submetidos à compressão excêntrica, além da compressão axial, causada pela força longitudinal, trabalham também à flexão originada por um momento.

Cada pilar é composto de três partes principais: fuste que é o elemento portante básico do pilar; cabeça (capitel) que serve de apoio para a estrutura que assenta nela; base (sapata) que distribui a carga concentrada transmitida pelo fuste pela superfície do fundamento e que fixa o pilar no fundamento.

Os pilares distinguem-se: quanto ao tipo — com a seção permanente ou variável ao longo do seu comprimento; quanto à estrutura da seção do fuste — contínuos (maciços) ou treliçados; quanto ao método de fabricação — soldados ou rebitados.

§ 40. PILARES DE COMPRESSÃO CENTRAL

Nos pilares de compressão central as cargas estão aplicadas directamente no centro da seção do pilar (fig. VIII.1, *a*) ou de forma simétrica em relação ao eixo do fuste (fig. VIII.1, *b*). No processo de projeção de pilares de compressão central deve-se fazer com que a estabilidade do pilar seja igual em todos os sentidos, isto é, cuidar de que as flexibilidades do pilar em relação aos principais eixos da sua seção sejam iguais.

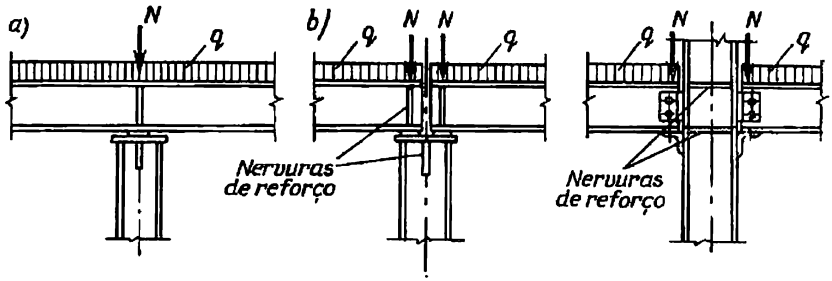


Fig. VIII.1. Pilares submetidos à compressão central

A área necessária da seção do fuste do pilar determina-se mediante a fórmula básica de cálculo das barras comprimidas [ver a fórmula (II.14)]

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F_{tot}} \leqslant R, \qquad \text{(VIII.1)}$$

daí

$$F_{tot}^{nec} \geqslant \frac{N}{\varphi R}. \qquad \text{(VIII.2)}$$

Dada a carga nominal N aplicada ao pilar e resistência nominal R, o fuste com o valor máximo do coeficiente φ terá a área mínima F_{nec}. O comprimento nominal (reduzido) do pilar (ver o § 10, assim como a tabela II.10) $l_0 = \mu l$ depende do método de fixação das suas extremidades.

1. Pilares contínuos

Tipos de seções. O fuste de um pilar continuo (ou maciço) é formado de um ou vários perfis ou chapas laminados, ligados por meio da soldagem ou rebites. Temos na fig. VIII.2 os tipos das seções dos pilares contínuos. Sob o ponto de vista do trabalho do material a seção mais racional é a tubular (fig. VIII.2, *a*); no entanto, a seção deste tipo utiliza-se relativamente pouco devido à escassez de tubos. A seção básica dos pilares contínuos de compressão central é a seção soldada em T duplo, composta de três chapas (fig. VIII.2, *b*), embora neste caso não seja satisfeita plenamente a condição de estabilidade uniforme. O ferro laminado isolado em T duplo utiliza-se raramente na qualidade do elemento comprimido devido à diferença pequena entre os momentos de inércia J_x e J_y. Ele pode ser aplicado como uma seção autônoma somente nos pilares fixados em altura, perpendicularmente ao eixo y. No caso contrário a seção tem de ser reforçada por chapas (fig. VIII.2, *c*).

As seções soldadas em T duplo e compostas de três elementos podem ser fabricadas (fig. VIII.2, *b* e *c*) mediante a soldagem automática; a acessibilidade de todas as superfícies do fuste simplifica a estrutura das conjugações com os elementos adjacentes.

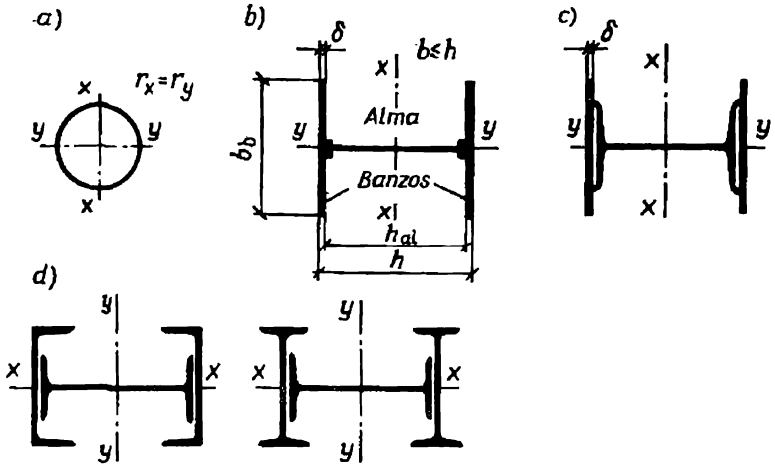


Fig. VIII.2. Seções dos pilares contínuos submetidos à compressão central

Em alguns casos são aplicadas seções compostas de três perfis laminados (fig. VIII.2, *d*). No entanto, estas seções são mais pesadas do que as habituais.

Cálculo e projeção do fuste dos pilares contínuos. O cálculo do pilar começa pela determinação das cargas aplicadas ao mesmo. Depois, no processo de escolha da seção pela fórmula (VIII.2) calcula-se a área necessária da seção do fuste. Para isso adota-se de antemão o valor aproximado do coeficiente de flexão longitudinal $\varphi = 0{,}75 \ldots 0{,}85$.

As dimensões da seção são adotadas na base das seguintes considerações. Para os banzos aplicam-se chapas com a espessura $\delta = 8 \ldots 40$ mm e para a alma as chapas com a espessura $\delta = 6 \ldots 16$ mm, em conformidade com a capacidade portante do pilar. A altura da seção do pilar h nas estruturas de tipos comuns, isto é, quando a altura dos pilares é $H = 10 \ldots 20$ m adota-se não inferior a $(1/15 \ldots 1/20)\, H$.

A largura das chapas dos banzos deve ser escolhida de forma que a chapa não possa perder a estabilidade devido às tensões normais de compressão (fig. VI.26, *c*). Esta exigência é praticamente idêntica à exigência que se apresenta quando da escolha da seção dos banzos comprimidos das vigas. É evidente, porém, que nos pilares é preferível, que no caso da perda da estabilidade local dos banzos as tensões críticas sejam um pouco superiores às tensões críticas de todo o pilar em geral; como é de conhecimento estas tensões são uma função da flexibilidade do pilar. Por isso, de acordo com as normas a largura nominal máxima da sacada da chapa (do banzo) determina-se em função da flexibilidade do pilar (tabela VIII.1).

Da mesma forma a flexibilidade da alma do pilar, ou seja, a relação máxima da altura nominal da alma de um pilar contínuo

Tabela VIII.1

Relações máximas entre a sacada da chapa $b_b/2$ e a sua espessura δ_l.

λ	25	50	75	100	125
C38/23	14	16	18,5	20,5	23
C44/29 e C46/33	12	15	18	20	22
C52/40	10	14	17	18,5	19,5
C60/45	9,5	13,5	16,5	17,5	18,5

à sua espessura depende do grau do seu encastramento nos banzos, o que depende por sua vez da flexibilidade do pilar em geral. Por isso, a flexibilidade máxima da alma de um pilar contínuo com a seção em U ou quadrilátero retangular determina-se de acordo com as normas pela fórmula

$$k_{al} = h_0/\delta = 40\sqrt{21/R} + 0{,}2\lambda; \qquad \text{(VIII.3)}$$

no caso da seção em T duplo em vez de 0,2 λ deve-se adotar 0,4 λ

Se a tensão no pilar é inferior à normal as relações máximas $b_b/2\delta_b$ e h_0/δ podem ser aumentadas $\sqrt{(R\varphi)/\sigma}$ vezes (neste caso $\sigma = N/F$; φ é o coeficiente de flexão longitudinal); porém neste caso k_{al} não deve ser superior a 90.

Quando estas relações superam os valores achados pela fórmula (VIII.3), a estabilidade da alma não pode ser garantida; este elemento tem de ser reforçado por uma nervura de reforço longitudinal emparelhada (fig. VIII.3) que se recomenda incluir na área nominal da seção; além disso quando $h_0/\delta \geqslant 100\sqrt{R}$ devem ser colocadas nervuras transversais dispostas ao longo da altura do pilar com o intervalo máximo de (2,5—3) h_0.

As dimensões das nervuras longitudinais e transversais nos pilares soldados são estabelecidas por razões técnicas: a largura da nervura

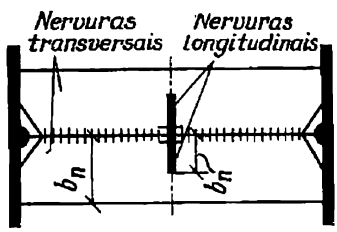


Fig. VIII.3. Nervuras de rigidez de um pilar

transversal é $b_n \geqslant h_a/30+40$ mm, a e sua espessura $\delta_n \geqslant b_n/15$; a largura da nervura longitudinal é $b_n \geqslant 10\,\delta_{al}$, e a sua espessura $\delta_n \geqslant 3/4\,\delta_{al}$. As nervuras longitudinais protegem a alma contra o abaulamento em forma de ondas, enquanto as nervuras transversais aumentam a rigidez da seção reforçando os banzos.

A seção dos pilares rebitados é formada por uma chapa (alma) e quatro cantoneiras de abas desiguais, cujas abas menores estão fixadas na alma por meio de rebites. Esta seção pode ser reforçada por chapas nos banzos de forma que a relação entre a largura da sacada não reforçada da chapa (contando desde a fileira mais próxima de rebites) e a sua espessura não seja superior aos valores indicados na tabela VIII.1.

Depois de escolher as dimensões da seção que satisfazem as exigências técnicas, deve-se determinar a verdadeira flexibilidade λ do pilar e o respectivo coeficiente φ; depois disso a tensão deve ser verificada pela fórmula (VIII.1).

As normas estabelecem a flexibilidade limite para a exploração normal de pilares e seus elementos:

Pilares e montantes básicos	120
Pilares e montantes secundários (montantes da ossatura da parede, montantes das clarabóias, elementos das treliças dos pilares)	150

Nos pilares soldados os elementos são ligados por costuras (juntas) ininterruptas, sendo $h_j \approx 0{,}5\delta_{al}$ (6—10 mm). No caso da soldagem automática as costuras nos banzos devem ter a mesma espessura em todo o comprimento do fuste; no caso da soldagem executada à mão recomenda-se aumentar a espessura destas costuras junto dos locais de ligação de vigas e contraníveis e junto da base (nos setores com o comprimento de cerca de 1 m).

Nos pilares rebitados o passo de rebites nos banzos é o máximo, não podendo, porém, ser maior a $18\,\delta_{min}$, sendo δ_{min} a menor das espessuras dos elementos ligados por meio da rebitagem.

Exemplo VIII.1. Determinar a seção do fuste de um pilar soldado contínuo, com a seção em T duplo, solicitado pela carga nominal $N = 2920$ kN; esta carga está aplicada verticalmente, no centro da cabeça. A altura do pilar é $l = 7{,}2$ m. O pilar tem a base com o encastramento rígido em ambos os sentidos; a extremidade superior do pilar está fixada por uma articulação.

O material do pilar é o aço do tipo BCт3, a solda efetua-se com os eletródios 342.

Pela fórmula (VIII.2) determinamos aproximadamente a área necessária da seção do pilar, adotando de antemão o coeficiente $\varphi = 0{,}75$:

$$F_{nec} = \frac{2920}{0{,}75 \cdot 21}\ \text{cm}^2 = 185\ \text{cm}^2.$$

Distribuimos a área calculada F_{nec} pelos elementos da seção:

banzos	dois	$36 \times 2 = 144$ cm²
alma		$40 \times 1 = 40$ cm²
Total		184 cm²

Determinamos o comprimento nominal do fuste do pilar em conformidade com as condições de fixação das suas extremidades:

$$l_x = l_y = \mu l = 0{,}7 \cdot 720 \text{ cm} = 504 \text{ cm}.$$

As características geométricas da seção adotada vem a ser:

$$J_x = \frac{\delta_{al} h_{al}^3}{12} + 2F_b \left(\frac{h_{al}}{2} + \frac{\delta_b}{2} \right)^2 =$$

$$= \frac{1 \cdot 40^3}{12} + 2 \cdot 36 \cdot 2 \left(\frac{40}{2} + \frac{2}{2} \right)^2 \text{ cm}^4 = 68\,830 \text{ cm}^4;$$

$$J_y = 2 \frac{\delta_b b_b^3}{12} = 2 \frac{2 \cdot 36^3}{12} = 15\,500 \text{ cm}^4;$$

$$r_x = \sqrt{J_x/F} = \sqrt{68\,830/184} = 19{,}3 \text{ cm};$$

$$r_y = \sqrt{J_y/F} = \sqrt{15\,500/184} = 9{,}2 \text{ cm}.$$

A flexibilidade máxima do pilar é

$$\lambda_{max} = \lambda_y = l_y/r_y = 504/9{,}2 = 54{,}8.$$

Daí se determina o coeficiente de flexão longitudinal $\varphi_{min} = \varphi_y = 0{,}844$.

Pela fórmula (VIII.1) verificamos a estabilidade do fuste do pilar que corresponde à sua flexibilidade máxima

$$\sigma = \frac{N}{\varphi F} = \frac{2920}{0{,}844 \cdot 184} \text{ kN/cm}^2 =$$

$$= 18{,}8 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2.$$

A utilização incompleta da resistência nominal do material do pilar indica a existência do excesso do material na seção. Por isso, diminuimos a espessura dos banzos do pilar em 2 mm (fig. VIII.4).

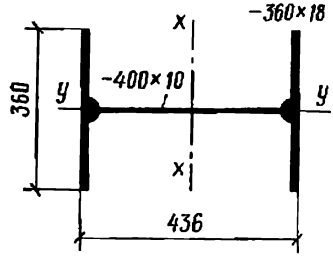


Fig. VIII.4. Exemplo VIII.1.

Recalculamos a área da seção e as características geométricas necessárias:

$$F' = 2 \cdot 36 \cdot 1{,}8 + 40 \cdot 1 = 169{,}6 \text{ cm}^2;$$

$$J'_y = 2 \frac{1{,}8 \cdot 36^3}{12} \text{ cm}^4 = 14\,000 \text{ cm}^4;$$

$$r'_y = \sqrt{\frac{14\,000}{169{,}6}} \text{ cm} = 9{,}1 \text{ cm};$$

$$\lambda'_y = \frac{504}{9{,}1} = 55{,}4; \quad \varphi_y = 0{,}842.$$

Verificamos a estabilidade do fuste do pilar

$$\sigma' = \frac{2920}{0{,}842 \cdot 169{,}6} \text{ kN/cm}^2 = 20{,}5 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2.$$

2. Pilares treliçados

Tipos das seções e treliças. O fuste de um pilar treliçado é composto de um ou vários perfis laminados, ligados por talas (pranchetas) ou treliças situadas nos planos dos banzos (fig. VIII.5).

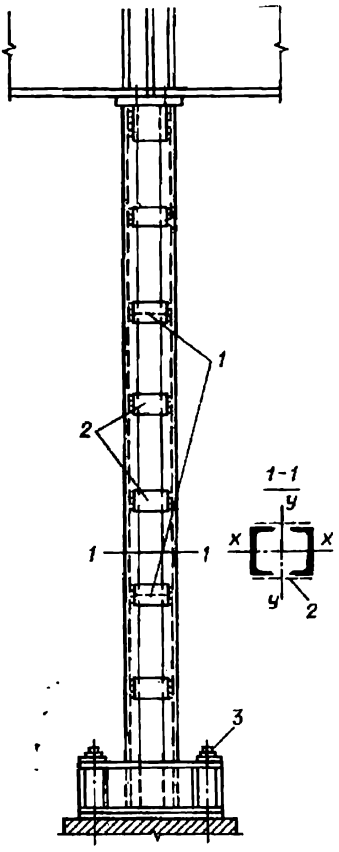


Fig. VIII.5. Pilar treliçado com talas
1—diafragmas transversais; *2*—talas; *3*—pinos de ancoragem

A vantagem básica dos pilares treliçados é a possibilidade de observar neles as condições de estabilidade igual. Os pilares treliçados são bastante econômicos também sob o ponto de vista de despesa do metal. Ao mesmo tempo eles requerem mais trabalho pois a abundância de costuras (juntas) curtas dificulta a utilização da soldagem automática.

A seção do fuste dos pilares treliçados é formada normalmente de dois ferros em U, com os banzos orientados para o interior da seção (fig. VIII.6, *a*). Pode-se colocar também os ferros em U de banzos para fora (fig. VIII.6, *b*); porém isso é menos vantajoso sob o ponto de vista de despesa do material, apesar da invariabilidade das dimensões. Este método utiliza-se somente nos pilares rebitados pois torna mais cômoda a colocação de rebites.

A seção composta de ferros em T duplo (fig. VIII.6, *c*) utiliza-se somente quando as cargas são bastante grandes, o que torna impossível a utilização de ferros em U. Uma seção composta de quatro cantoneiras (fig. VIII.6, *d*) utiliza-se nos elementos comprimidos de grande comprimento (mastros, braços de guindastes, etc.), que exigem um certo nível de rigidez em ambos os sentidos. Esta seção é bastanto econômica e a estrutura resulta relativamente leve, no entanto a existência de treliças em quatro planos torna a sua produção bastante trabalhosa.

A treliça dos pilares deste tipo é formada normalmente de cantoneiras isoladas, cuja flexibilidade máxima é $\lambda = 150$. Pode ser utili-

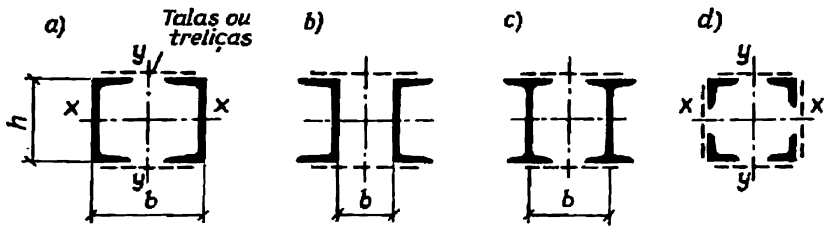


Fig. VIII.6. Seções dos pilares treliçados

zada a treliça triangular (fig. VIII.7, *a*) ou treliça com duplas diagonais (fig. VIII.7, *b*). A treliça pode ser fixada nos ramos do pilar por meio da soldagem ou rebitagem; neste caso as cantoneiras podem ser centradas nas arestas exteriores dos ramos. Os pilares com talas (fig. VIII.7, *c*) são mais simples não têm cantoneiras salientes na treliça e são mais bonitos; os pilares com as treliças oferecem uma rigidez maior especialmente contra a torção.

Trabalho do fuste do pilar treliçado sob a carga. Os dois ramos do fuste de um pilar treliçado são ligados por talas ou treliças formando um todo único. Se esta ligação não existisse cada ramo submetido à carga sofreria a flexão longitudinal em relação ao seu próprio eixo (fig. VIII.8, *a*, eixo *1—1*). As talas ou treliças aumentam consideravelmente a rigidez do fuste em geral, pois os dois ramos trabalham em conjunto, como uma única seção sofrendo a flexão longitudinal em relação ao eixo $y - y$ (fig. VIII.8, *a*). Este eixo, ao contrário do eixo material $x - x$ que atravessa o pilar, chama-se eixo livre. A flexibilidade do fuste treliçado em relação ao eixo material λ_x é igual à flexibilidade de um ramo em relação ao mesmo eixo $x - x$, uma vez que $r_x = \sqrt{2J_x/(2F)} = \sqrt{J_x/F}$. A flexibilidade em relação ao eixo livre $y - y$ depende da distância entre os ramos (a dimensão $2a$ na fig. VIII.8, *a*).

O momento de inércia J_y da seção de dois ramos é expressa pela fórmula

$$J_y = 2(J_0 + a^2F_r), \qquad \text{(VIII.4)}$$

onde J_0 é o momento de inércia de um ramo em relação ao seu próprio eixo *1—1*;
F_r, área da seção de um só ramo;
a, distância do eixo do ramo *1—1* até o eixo livre do fuste $y—y$ (fig. VIII.8, *a*).

Parece que a flexibilidade do fuste do pilar em relação ao eixo livre determina-se pela fórmula

$$\lambda_y = l_y/r_y, \qquad \text{(VIII.5)}$$

onde l_y é o comprimento nominal do fuste do pilar em relação ao eixo $y - y$; no entanto, na realidade a flexibilidade do pilar em relação ao eixo livre resulta maior devido à cedência elástica das talas ou treliças. Esta flexibilidade, denominada reduzida, vem a ser: $\lambda_{red} = \mu_{red}\lambda_y$, onde $\mu_{red} > 1$ é o coeficiente de redução da flexibilidade do fuste composto; este coeficiente depende da suscetibilidade das talas ou treliças às deformações:

para os pilares com talas

$$\mu_{red} = \sqrt{1 + (\lambda_r/\lambda_y)^2};$$

e para os pilares com treliças

$$\mu_{red} = \sqrt{1 + kF/(\lambda_y^2 F_{tr})}.$$

Portanto a flexibilidade reduzida vem a ser:

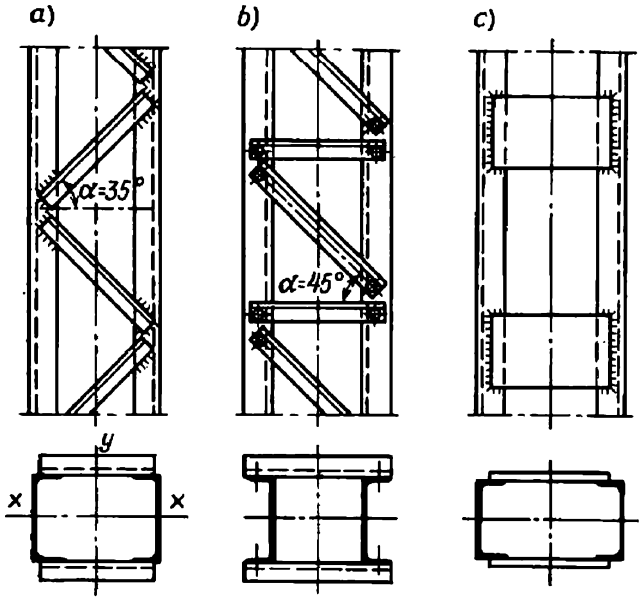


Fig. VIII.7. Tipos de treliças dos pilares treliçados

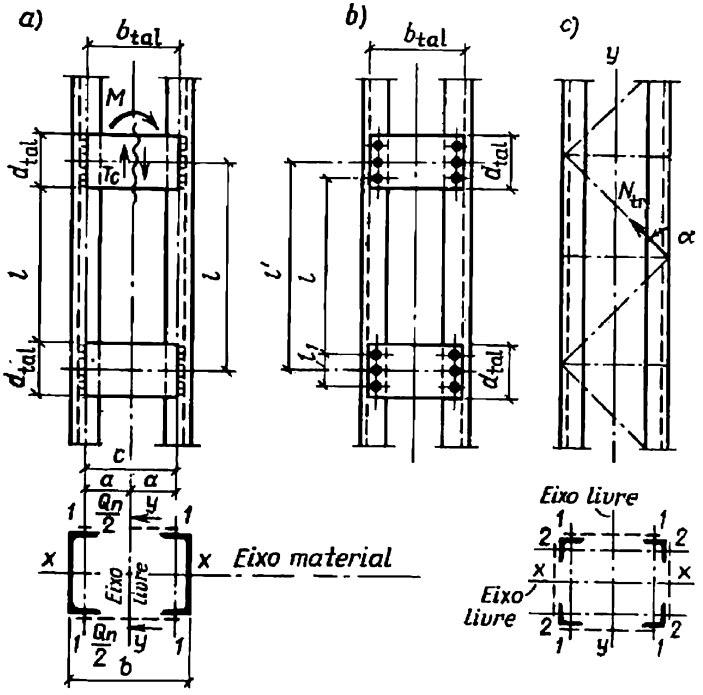


Fig. VIII.8. Cálculo de pilares treliçados submetidos à compressão central

para os pilares com talas

$$\lambda_{red} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_r^2}; \qquad \text{(VIII.6)}$$

e para os pilares com treliças

$$\lambda_{red} = \sqrt{\lambda_y^2 + k\frac{F}{F_{tr}}}. \qquad \text{(VIII.7)}$$

Daí $\lambda_y = l_y/r_y$ é a flexibilidade de todo o fuste em relação ao eixo livre que se determina pela fórmula (VIII.5);

$\lambda_r = l_r/r_r$, flexibilidade do setor do tramo entre duas talas em relação ao seu próprio eixo (fig. VIII.8, *a* e *b*);

F, área da seção de todo o fuste;

F_{tr}, área da seção de duas diagonais da treliça (em dois planos);

k, coeficiente adotado de acordo com o valor do ângulo α entre as diagonais da treliça e o ramo:

quando $\alpha = 30°$ 40° 45—60°

$k = 45$ 31 27

O segundo termo do radicando nas fórmulas (VIII.6) e (VIII.7) leva em consideração a flexibilidade dos ramos e a cedência das talas ou treliças e por isso determina a disposição necessária destas, uma vez que com a variação destes valores muda também a flexibilidade reduzida.

A flexibilidade nominal na base da qual se determina o coeficiente φ, é a maior das duas flexibilidades λ_x ou λ_{red}. Uma vez que o afastamento dos ramos (isto é, o aumento da distância *a* na fig. VIII.8, *a*) permite conseguir facilmente a diminuição de λ_{red} sem uma importante despesa do metal e satisfazer desta forma a exigência $\lambda_{red} \leqslant \lambda_x$, ao escolher a seção do fuste de um pilar composto, parte-se, como regra, de flexibilidade necessária em relação ao eixo material.

Para os fustes comprimidos compostos de quatro ramos (fig. VIII.8, *c*) a flexibilidade reduzida vem a ser:

$$\lambda_{red} = \sqrt{\lambda^2 + F\left(k_1/F_{tr\,1} + k_2/F_{tr\,2}\right)}, \qquad \text{(VIII.8)}$$

onde λ é a flexibilidade máxima de todo o fuste em relação ao eixo livre;

F_{tr1} e F_{tr2}, áreas das seções de duas diagonais das treliças que se encontram nos planos perpendiculares em relação aos eixos *1—1* e *2—2*;

k_1 e k_2, o mesmo que k para os respectivos planos.

A flexibilidade de ramos separados dos pilares treliçadas não deve ultrapassar: nos pilares com talas — 40; nos pilares com treliças — a flexibilidade reduzida de todo o pilar.

Os elementos de ligação, talas ou treliças, nos pilares de compressão central são calculados para resistir à força transversal que pode surgir no caso da flexão causada pela força crítica (fig. VIII.9, *a*); para o material dado esta última depende somente das dimensões geométricas do fuste. De acordo com as normas o valor desta força transversal convencional (em kN) da flexão longitudinal determina-se em função da seção do fuste pelas fórmulas:

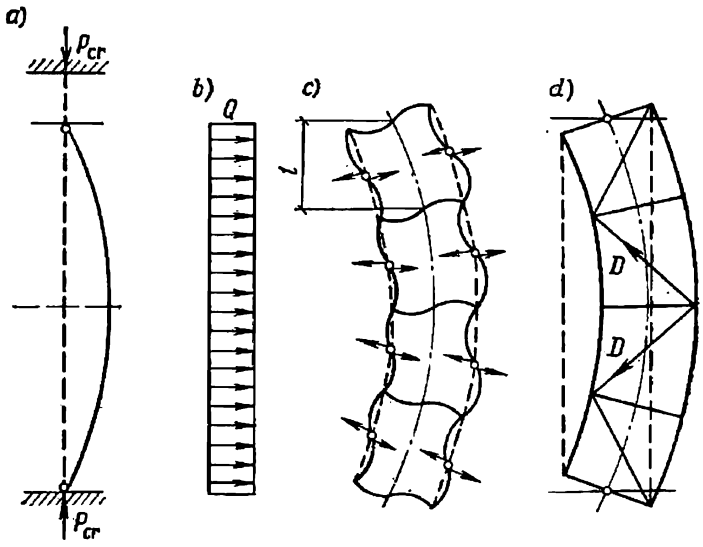


Fig. VIII.9. Cálculo de pilares com talas e treliças

para o aço do tipo C 38/23

$$\left.\begin{array}{r} Q = 0{,}2F_{tot}; \\ Q = 0{,}4F_{tot} \end{array}\right\} \quad \text{(VIII.9)}$$

para o aço de tipo C 44/29 e outros tipos superiores

onde F_{tot} é a seção total do fuste, cm².

A força transversal Q adota-se constante ao longo da altura do fuste (fig. VIII.9, *b*) a distribui-se de forma igual entre os planos das talas (ou treliças).

Sob a ação da força transversal o pilar flexiona-se, sendo que as talas trabalham no seu plano à flexão e ao cisalhamento como elementos de uma armação sem as diagonais (fig. VIII.9, *c*), e os elementos das treliças, trabalham aos esforços axiais como diagonais e montantes da armação (fig. VIII.9, *d*). Os pilares com as treliças são menos sujeitos às deformações do que os pilares com talas e por isso são utilizados de preferência quando se trata de grandes cargas.

Cálculo e projeção do fuste de um pilar treliçado. A escolha da seção do fuste de um pilar treliçado começa da mesma forma que num pilar maciço, isto é, da determinação da área da seção necessária; o cálculo efetua-se na base da carga nominal e da resistência nominal do material. Para isso adota-se de antemão o valor do coeficiente $\varphi = 0{,}7 \ldots 0{,}9$. Depois disso determina-se a área da seção necessária de um só ramo pela fórmula

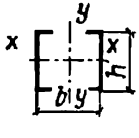
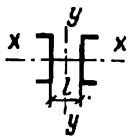
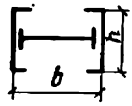
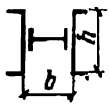
$$F_r^{nec} = N/(2\varphi R). \quad \text{(VIII.10)}$$

Na base da área determinada desta forma escolhe-se pela tabela o número mais próximo do ferro em U ou em T duplo; depois deter-

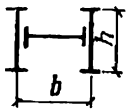
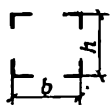
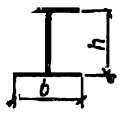
mina-se a sua flexibilidade relativamente ao eixo material $x - x$. Depois, pela fórmula (VIII.1) verifica-se a resistência nominal correspondente à seção escolhida do pilar partindo da flexibilidade em

Tabela VIII. 2

Valores aproximados dos raios de inércia das seções dos pilares

Seção				
r_x	0,38 h	0,38 h	0,32 h	0,32 h
r_y	0,44 b	0,6 b	0,4 b	0,58 b

Continuação da tabela VIII.2

Seção				
r_x	0,32 h	0,43 h	0,42 h	
r_y	0,49 b	0,43 b	0,24 b	

relação ao eixo $x - x$. A seguir efetua-se a composição da seção e a sua verificação em relação ao eixo livre. É preciso distribuir os ramos da seção e projetar a treliça de forma a satisfazer a condição $\lambda_{red} \leqslant \lambda_x$.

Se adotarmos para o pilar com as talas na primeira aproximação que os seus ramos devem ser dispostos numa distância $2a$ de forma que $\lambda_{red} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_r^2} \leqslant \lambda_x$, então a flexibilidade necessária do pilar em relação ao eixo livre vem a ser

$$\lambda_y^{nec} \leqslant \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_r^2}. \qquad \text{(VIII.11)}$$

Normalmente a flexibilidade de um ramo adota-se $\lambda_r = 30 \ldots 40$. Depois de determinar λ_y^{nec}, na base da fórmula (VIII.5) determina-se o raio de inércia necessário $r_y = l_y/\lambda_y^{nec}$, na base do qual pode ser determinado o momento de inércia J_y necessário e a respectiva dimensão a; o cálculo efetua-se pela fórmula (VIII.4).

A fim de facilitar a escolha das seções dos pilares na tabela VIII.2 estão indicados os valores aproximados dos raios de inércia para diversas seções dos pilares treliçados e maciços.

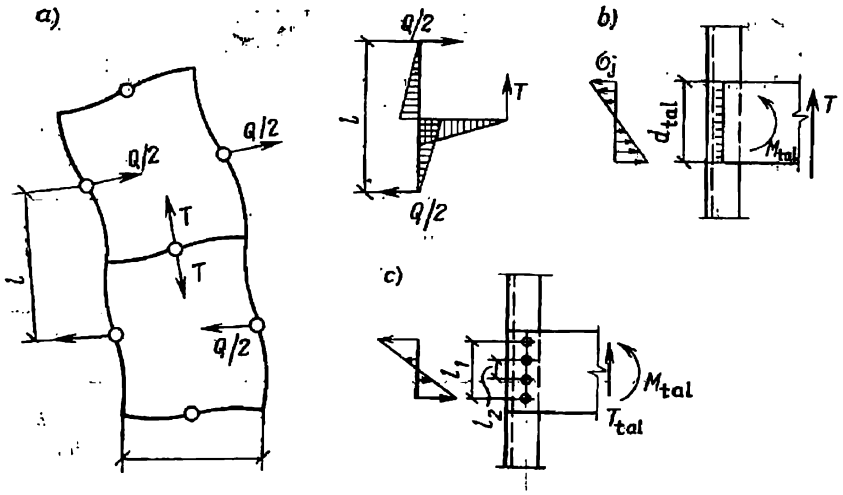


Fig. VIII.10. Cálculo de fixação das talas

A distribuição das talas nos pilares deve garantir a flexibilidade do ramo adotada anteriormente, isto é, $l_r = \lambda_r r_r$. O comprimento nominal do ramo adota-se: nos pilares soldados igual ao espaço livre entre as talas (fig. VIII.8, *a*), nos pilares rebitados, igual à distância entre os rebites extremos das talas vizinhas (fig. VIII.8, *b*).

O comprimento da tala b_t depende da distância entre os ramos. Nos pilares soldados a sobreposição das talas sobre os ramos é de 40—50 mm. A largura das talas d_t estabelece-se de acordo com a distribuição das juntas soldadas ou dos rebites que ligam a tala ao ramo do pilar. A espessura das talas adota-se igual a 6—12 mm. Nos pilares mais potentes este valor deve ser verificado pelo cálculo; além disso deve ser satisfeita a relação $b_t/\delta_t \leqslant 50$.

As talas e as suas junções ao ramo do pilar devem ser calculadas para resistir à força de corte T_t e ao momento M_t que atuam no plano da tala e que surgem na tala devido à ação da força transversal convencional Q, que flexiona a barra (fig. VIII.10, *a*). O cálculo realiza-se pelas fórmulas:

$$T_t = (Q_t l)/c; \qquad \text{(VIII.12)}$$

$$M_t = (Q_t l)/2, \qquad \text{(VIII.13)}$$

onde l é a distância entre os centros das talas;
c, distância entre os eixos dos ramos;
$Q_t = Q/2$, é a força transversal que cabe ao sistema de talas situadas no mesmo plano (fig. VIII.8, *a*);
Q, força transversal calculada pelas fórmulas (VIII.9).

A resistência da tala verifica-se pela fórmula

$$\sigma = M_t/W_t \leqslant R. \qquad \text{(VIII.14)}$$

O cálculo das juntas (costuras) que fixam cada extremidade da tala ao ramo realiza-se na base da tensão resultante devida à ação do momento e da força de corte (fig. VIII.10, *b*); o cálculo faz-se pela fórmula

$$\sigma_{res} = \sqrt{\sigma_j^2 + \tau_j^2} \leqslant R_{cant}^{sol} \qquad \text{(VIII.15)}$$

onde

$$\sigma_j = \frac{M_t}{W_j} = \frac{6M_t}{0{,}7h_j d_t^2}$$

$$\tau_j = \frac{T_t}{F_j} = \frac{T_t}{0{,}7h_j d_t}.$$

Se as talas são fixadas por meio de rebites o cálculo faz-se às mesmas influências que no caso de talas soldadas (fig. VIII.10, *c*). Os rebites extremos, que sofrem os maiores esforços, devem ser adotados nominais.

A componente horizontal do esforço (causado pelo momento) que corta o rebite extremo é

$$N_1 = M_t \frac{l_1}{\Sigma l^2}, \qquad \text{(VIII.16)}$$

onde $\Sigma l^2 = l_1^2 + l_2^2 + \ldots$ de acordo com o número dos pares de rebites situados simetricamente em relação ao eixo da tala.

A componente vertical do esforço (causada pela força cortante) no extremo rebite é

$$T_1 = T_t/n. \qquad \text{(VIII.17)}$$

sendo n o número de rebites situados de um lado da tala.

O esforço nominal (resultante) N^{reb} não deve ser superior ao esforço que um só rebite pode suportar:

$$N^{reb} = \sqrt{N_1^2 + T_1^2} \leqslant [N]_{cis}^{reb}. \qquad \text{(VIII.18)}$$

Os elementos da treliça são calculados aos esforços axiais que surgem nos seus elementos devido à ação da força transversal Q originada pela flexão longitudinal.

O esforço de compressão na diagonal (quando as treliças estão situadas nos dois planos paralelos) determina-se da mesma forma que nos elementos da treliça das armações:

$$N_d = \frac{Q}{2 \operatorname{sen} \alpha}, \qquad \text{(VIII.19)}$$

sendo α o ângulo entre a diagonal e o ramo.

Para as estruturas feitas do aço 3 a força transversal convencional da flexão longitudinal Q adota-se igual a $0{,}2\,F_{tot}$ em kN (sendo F_{tot}, a área da seção de todo o pilar em cm²). A tensão na diagonal não deve ultrapassar a resistência nominal

$$\sigma = \frac{N_d}{m\varphi F_d} = \frac{0{,}2F_{tot}}{m \cdot 2 \operatorname{sen} \alpha \cdot \varphi F_d} \leqslant R. \qquad \text{(VIII.20)}$$

Onde F_d é a área da seção de uma diagonal da treliça.

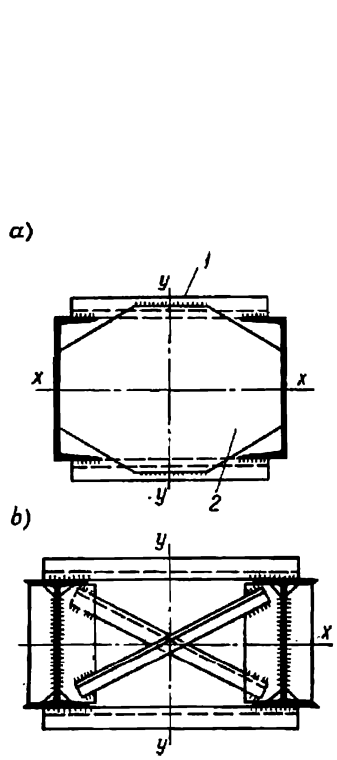


Fig. VIII.11. Diafragmas dos pilares treliçados
1—distanciadores da treliça; 2—diafragma contínuo

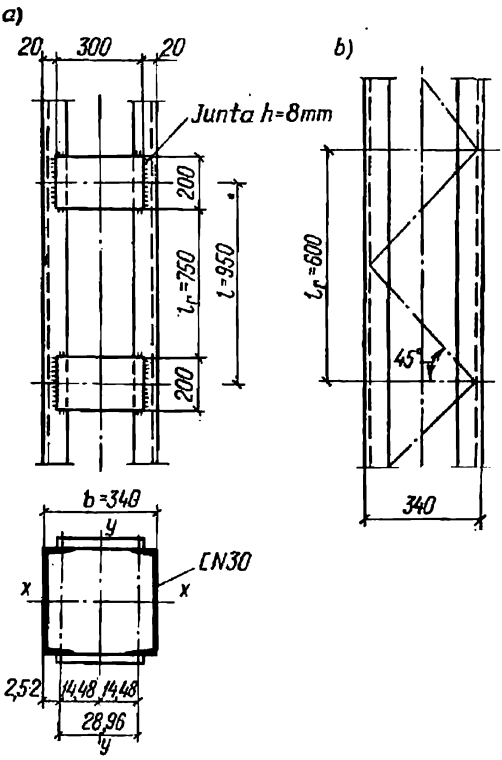


Fig. VIII.12. Exemplo VIII.2

Ao escolher as seções das diagonais feitas de uma só cantoneira de abas iguais fixadas de um só lado (com uma só aba), a resistência nominal diminui-se mediante a multiplicação pelo coeficiente correspondente às condições de trabalho $m = 0{,}75$. No caso de cantoneiras de abas desiguais fixadas no pilar com a aba maior, o coeficiente m não se introduz.

Este coeficiente das condições de trabalho deve ser levado em consideração no cálculo da fixação das diagonais aos ramos do pilar para resistir à força

$$N_{\text{n}}^{\text{j}} = N_{\text{d}}/m, \qquad \text{(VIII.21)}$$

onde N_{n}^{j} é o esforço nominal da junta;
N_{d}, esforço na diagonal.

O perfil mínimo dos elementos da treliça utilizado nos pilares soldados é a cantoneira 45 × 5; o perfil mínimo dos elementos da treliça de um pilar rebitado escolhe-se de acordo com o diâmetro dos rebites. A flexibilidade máxima dos elementos da treliça é $\lambda = 150$.

A centragem das diagonais da treliça faz-se normalmente em relação à borda exterior do ramo (fig. VIII.8, *c*); neste caso as

diagonais nos pilares soldados são centradas pelas dobraduras (fig. VIII.7, *a*) e nos pilares rebitados, pelas riscas (fig. VIII.7, *b*).

A fim de impedir a torção da alma dos pilares treliçados, ao longo do seu comprimento são instalados, independentemente da potência da treliça, diafragmas transversais, sendo a distância entre eles aproximadamente igual a 4 metros. Os diafragmas podem ser maciços (fig. VIII.11, *a*) ou compostos de cantoneiras (fig. VIII.11, *b*).

Exemplo VIII.2. Determinar a seção do pilar soldado, composto de dois ferros em U, submetido à compressão central (fig. VIII.12); calcular e projetar duas variantes de elementos de ligação: talas e treliça composta de cantoneiras.

A carga nominal aplicada ao pilar é 1400 kN e a altura do pilar é 6,8 m. O pilar está apoiado por uma articulação, a cabeça do pilar está fixada por junturas articuladas para impedir os deslocamentos horizontais.

O material do pilar é o aço do tipo BCт3, a soldagem foi efetuada pelos eletródios Э42.

Começamos *a determinação da seção do pilar* com o cálculo da área necessária da seção de um só ramo do pilar pela fórmula (VIII.10); para isso adotamos o coeficiente $\varphi = 0{,}85$:

$$F_{\text{r}}^{\text{nec}} = \frac{N}{2\varphi R} = \frac{1400}{2 \cdot 0{,}85 \cdot 21} \text{ cm}^2 = 39{,}2 \text{ cm}^2.$$

De acordo com a tabela o perfil mais próximo é o ferro U N° 30, com a área da seção $F_{\text{r}} = 40{,}5$ cm² e raios de inércia $r_x = 12$ cm e $r_y = 2{,}84$ cm.

Verificação da estabilidade do pilar em relação ao eixo material. O comprimento nominal da barra em ambos os sentidos é o mesmo e é igual a $l_0 = \mu l = 1 \times 6{,}8 = 6{,}8$ m;

$$\lambda_x = l_0/r_x = 680/12 = 56{,}7; \quad \varphi_x = 0{,}835;$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_x F} = \frac{1400}{0{,}835 \cdot 2 \cdot 40{,}5} \text{ kN/cm}^2 = 20{,}7 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2.$$

Composição da seção do pilar. Determinemos inicialmente a distância entre as talas; para isso adotamos a flexibilidade do ramo $\lambda_r = 30$. Neste caso a distância entre as talas ou o comprimento do ramo é $l_{\text{r}} = \lambda_{\text{r}} r_1 = 30 \cdot 2{,}84$ cm $= 85{,}2$ cm. Para satisfazer a condição de divisão da altura do pilar em trechos múltiplos (ver a fig. VIII.5) adotamos $l_{\text{r}} = 75$ cm.

Para determinar a distância mínima indispensável entre os ramos de forma a assegurar a estabilidade igual do pilar em todos os sentidos, calculamos a flexibilidade necessária em relação ao eixo livre da seção pela fórmula (VIII.11):

$$\lambda_y^{\text{nec}} = \sqrt{\lambda_x^2 - \lambda_{\text{r}}^2} = \sqrt{56{,}7^2 - 30^2} = 48.$$

O raio de inércia necessário da seção em relação ao eixo livre é:

$$r_y = l_y/\lambda_y^{\text{nec}} = 680/48 \text{ cm} = 14{,}2 \text{ cm}.$$

Pela tabela VIII.3 determinamos $r_y = 0{,}44b$ para uma seção composta de dois ferros em U; daí se pode determinar a distância requerida

$$b = r_y/0{,}44 = 14{,}2/0{,}44 = 32{,}3 \text{ cm};$$

adotamos $b = 34$ cm (fig. VIII.12).

Verificação da estabilidade do pilar em relação ao eixo livre. Determinamos de antemão a flexibilidade reduzida do pilar da seção adotada (fórmula VIII.6); para isso calculamos inicialmente as características geométricas necessárias

$$J_y = 2\,(J_0 + a^2 F_r) = 2\,(327 + 14{,}48^2 \cdot 40{,}5) = 17\,600 \text{ cm}^4;$$

$$r_y = \sqrt{17\,600/2 \cdot 40{,}5} = 14{,}7 \text{ cm};$$

$$\lambda_y = 680/14{,}7 = 46{,}3.$$

A flexibilidade do ramo

$$\lambda_{r1} = 75/2{,}84 = 26{,}4; \quad \varphi_{r1} = 0{,}953.$$

A flexibilidade reduzida

$$\lambda_{red} = \sqrt{\lambda_y^2 + \lambda_{r1}^2} = \sqrt{46{,}3^2 + 26{,}4^2} = 53{,}3; \quad \varphi_y = 0{,}851;$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y F} = \frac{1400}{0{,}851 \cdot 2 \cdot 40{,}5} \text{ kN/cm}^2 = 20{,}3 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2.$$

Verificação da estabilidade do ramo do pilar em relação ao eixo 1—1 pela fórmula (VIII.1)

$$\sigma = \frac{N_{r1}}{\varphi_{r1} F_{r1}} = \frac{700}{0{,}953 \cdot 40{,}5} \text{ kN/cm}^2 = 18{,}1 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2;$$

Aí

$$N_{r1} = \frac{1}{2} N = \frac{1}{2} 1400 = 700 \text{ kN}.$$

é o esforço longitudinal num só ramo.

Cálculo dos elementos de ligação

Cálculo das talas. Calculamos a força transversal convencional que cabe a um sistema de talas situadas num só plano; o cálculo efetua-se pela fórmula (VIII.9) para o aço 3:

$$Q_{trans} = \frac{0{,}2F}{2} = \frac{0{,}2 \cdot 2 \cdot 40{,}5}{2} \text{ kN} = 8{,}1 \text{ kN},$$

a cifra 2 que vemos no denominador é o número dos planos de disposição das talas no pilar.

Determinamos a força de corte e o momento a que está submetida uma só tala (fig. VIII.12, *a*) pelas fórmulas (VIII.12) e (VIII.13):

$$T_t = \frac{Q_{trans} l}{c} = \frac{8{,}1 \cdot 9{,}5}{28{,}96} = 26{,}6 \text{ kN};$$

$$M_t = \frac{Q_{trans} l}{2} = \frac{8{,}1 \cdot 95}{2} = 385 \text{ kN} \cdot \text{cm}.$$

Tendo adotado a espessura da tala $\delta_t = 8$ mm e a sua altura $d_t = 200$ mm, determinamos o momento de resistência da seção transversal da tala

$$W_t = \frac{\delta_t d_t^2}{6} = \frac{0{,}8 \cdot 20^2}{6} \text{ cm}^3 = 53{,}4 \text{ cm}^3.$$

A tensão nominal que surge na tala por causa da flexão é

$$\sigma = M_t / W_t = \frac{385}{53{,}4} = 7{,}2 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2.$$

Adotamos a espessura das juntas h_j que ligam as talas aos ramos do pilar igual a 8 mm (levando em consideração somente os trechos verticais da junta).

O momento de resistência da junta é

$$W_j = \frac{0{,}7 h_j d_t^2}{6} = \frac{0{,}7 \cdot 0{,}8 \cdot 20^2}{6} \text{ cm}^3 = 37{,}3 \text{ cm}^3.$$

A área da seção da junta é

$$F_j = 0{,}7 h_j d_t = 0{,}7 \cdot 0{,}8 \cdot 20 \text{ cm}^2 = 11{,}2 \text{ cm}^2.$$

As tensões causadas na junta pela flexão e pelo cisalhamento:

$$\sigma_j = \frac{M_t}{W_j} = \frac{385}{37{,}3} \text{ kN/cm}^2 = 10{,}3 \text{ kN/cm}^2;$$

$$\tau_j = \frac{T_t}{F_j} = \frac{26{,}6}{11{,}2} \text{ kN/cm}^2 = 2{,}38 \text{ kN/cm}^2.$$

A tensão resultante vem a ser

$$\sigma_{res} = \sqrt{\sigma_j^2 + \tau_j^2} = \sqrt{10{,}3^2 + 2{,}38^2} \text{ kN/cm}^2 = 10{,}6 \text{ kN/cm}^2 < R_{cant}^{sol} = 15 \text{ kN/cm}^2.$$

Cálculo de uma treliça composta de cantoneiras. Adotamos uma treliça simples, triangular, sendo o ângulo de inclinação das diagonais em relação à vertical igual a 45° (fig. VIII.12, *b*).

Adotamos as diagonais feitas das cantoneiras 50 × 5 ($F = 4{,}8$ cm², $r_{min} = 0{,}98$ cm).

O comprimento da diagonal entre os nós da treliça é:

$$l_d = \frac{l_r}{2} \cdot \frac{1}{\cos \alpha} = \frac{60}{2} \cdot \frac{1}{0{,}707} = 42 \text{ cm};$$

$$\lambda_d = \frac{l_d}{r_{min}} = \frac{42}{0{,}98} = 42{,}9; \quad \varphi = 0{,}894.$$

Determinamos os esforços causados na diagonal pela força transversal

$$N_d = \frac{0{,}2F}{2 \operatorname{sen} \alpha} = \frac{0{,}2 \cdot 2 \cdot 40{,}5}{2 \cdot 0{,}707} \text{ kN} = 11{,}5 \text{ kN}.$$

A tensão na diagonal

$$\sigma = \frac{N_d}{m \varphi F_d} = \frac{11{,}5}{0{,}75 \cdot 0{,}894 \cdot 4{,}8} \text{ kN/cm}^2 = 3{,}6 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2.$$

Verificamos a estabilidade do pilar em relação ao eixo livre para o caso dado de ligação dos ramos do pilar por uma treliça de cantoneiras.

De acordo com a fórmula (VIII.7) a flexibilidade reduzida é

$$\lambda_{red} = \sqrt{\lambda_y^2 + k \frac{F}{F_d}} = \sqrt{46{,}3^2 + 27 \frac{2 \cdot 40{,}5}{2 \cdot 4{,}8}} = 48{,}7; \quad \varphi_y = 0{,}872;$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_y F} = \frac{1400}{0{,}872 \cdot 2 \cdot 40{,}5} = 19{,}8 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2.$$

Determinamos o comprimento nominal requerido das juntas soldadas que fixam as cantoneiras nos ramos do pilar, sendo $h_j = 4$ mm:

$$l_j = \frac{N_d}{m \, 0{,}7 h_j R_{cant}^{sol}} = \frac{11{,}5}{0{,}75 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}4 \cdot 15} \text{ cm} \approx 4 \text{ cm}.$$

Adotamos o comprimento total das duas juntas soldadas junto da dobradura e da lâmina

$$l_j = l_j^{dob} + l_j^{lâm} = 5 + 5 = 10 \text{ cm} > l_j^{nec} = 4 \text{ cm}.$$

§ 41. PILARES SUBMETIDOS À COMPRESSÃO EXCÊNTRICA (PILARES SUBMETIDOS À COMPRESSÃO E FLEXÃO)

Os pilares deste tipo são utilizados sobretudo nas carcaças dos prédios industriais onde fazem parte habitualmente do sistema de estruturas transversais rígidas da oficina (armações transversais).

1. Tipos dos pilares dos prédios industriais submetidos à compressão excêntrica

Distinguimos, de acordo com o esquema do fuste, três tipos de pilares dos prédios industriais.

Pilares de seção constante. Os pilares deste tipo são utilizados normalmente nas oficinas com guindastes de ponte de capacidade de carga de 10—15 toneladas (fig. VIII.13).

Pilares de seção variável (escalonados), contínuos e treliçados. Os pilares deste tipo são os mais usados nos prédios industriais e servem para as maiores cargas (fig. VIII.14). A parte inferior do pilar, cujo comprimento é l_1, está situada em baixo do guindaste e a parte superior, com o comprimento l_2, acima deste. Nas seções dos pilares exteriores, isto é, quando os guindastes estão situados de um só lado do pilar, deve-se distinguir o ramo interior que suporta diretamente a pressão do guindaste e o ramo exterior (fig. VIII.14). Nos pilares maciços ambos os ramos são ligados por uma chapa contínua e nos pilares treliçados, por treliças feitas das cantoneiras, situadas em dois planos.

Pilares com apoios especiais para guindastes (fig. VIII.15). A utilização dos pilares deste tipo é conveniente nas oficinas em que a carga a que está submetido o guindaste é grande (sendo a capacidade de carga do guindaste superior a 150 toneladas) e a altura do pilar é relativamente pequena (até 15—20 m). O suporte porta-guindaste do pilar deste tipo está ligado ao pilar básico por várias talas horizontais. Devido à rigidez pequena destas talas no plano vertical o suporte porta-guindaste trabalha somente à compressão central causada pela pressão do guindaste sem transmiti-la para o ramo básico.

2. Tipos e dimensões das seções dos pilares submetidos à compressão excêntrica

A altura da seção dos pilares de seção constante adota-se normalmente $h \approx 1/15\ l$ para os pilares com a altura de 10—12 metros; $h \approx 1/18\ l$ para os pilares com a altura de 14—16 metros e $h \approx \approx 1/20\ l$ para os pilares com a altura $l \geqslant 20$ metros. A seção é em T duplo, soldada.

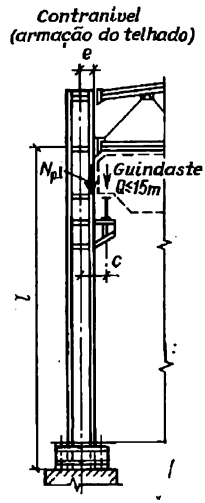


Fig. VIII.13. Pilar de seção constante

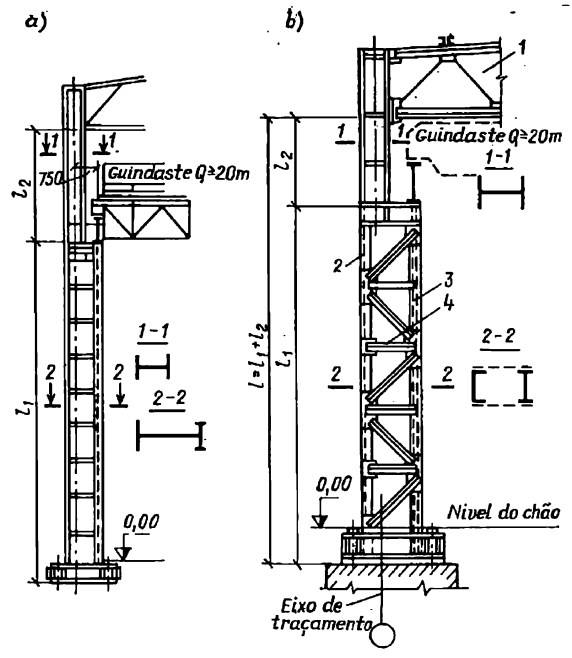


Fig. VIII.14. Pilares de seção variável (escalonados)
a—contínuos, b—articulados, 1—contraviril (armação do telhado), 2—ramo externo; 3—ramo-suporte do guindaste; 4—diafragma de rigidez

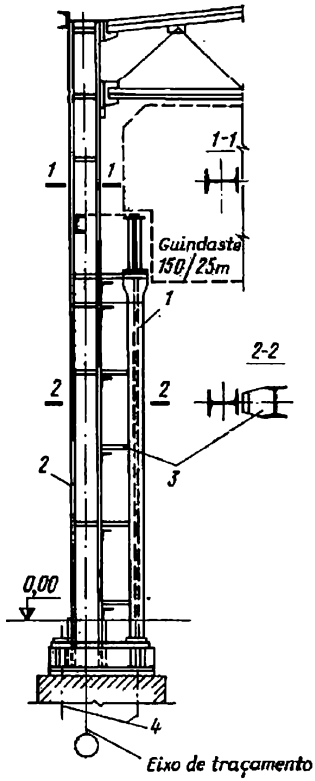


Fig. VIII.15. Pilar com montante para o guindaste
1—montante do guindaste; *2*—pilar; *3*—talas horizontais; *4*—pinos de ancoragem

Nos pilares de seção variável a altura da seção da parte situada acima do guindaste adota-se igual a 1/8—1/12 da sua altura l_2. Quando se trata dos guindastes de capacidade de carga média esta dimensão adota-se normalmente igual a 500 mm; este valor aumenta somente quando a altura l_2 é grande e quando os guindastes são pesados ($Q > 100$ t), ou quando é preciso que haja uma passagem através da alma do pilar. Nestes casos a altura da seção do pilar adota-se normalmente igual a 1000 mm. O eixo da parte do pilar superior ao guindaste, que coincide com o centro da seção, é projetada freqüentemente de forma a coincidir com o eixo de traçamento do prédio. A distância entre o eixo de traçamento e a faceta exterior do pilar adota-se igual a 250 ou 500 mm.

A seção da parte dos pilares situada acima do guindaste adota-se normalmente em forma do ferro em T duplo simétrico soldado (fig. VIII.14). As seções das partes dos pilares escalonados inferiores ao guindaste podem ser contínuas (fig. VIII.16, *a*) e treliçadas (fig. VIII.16, *b*). As seções dos pilares exteriores que têm um só ramo submetido à pressão do guindaste são assimétricas (fig. VIII.16, *a* e *b*); as seções dos pilares médios nos prédios de vários vãos e guindastes com a capacidade de carga igual, são simétricos (fig. VIII.16, *c*). Os ramos em que se deslocam os guindastes dos pilares escalonados têm normalmente a seção em T duplo; o ramo exterior faz-se normalmente do ferro em U fabricado de uma chapa

Tabela VIII.3

Correlações mínimas h/l_1 entre a altura da seção e a altura da parte do pilar inferior ao guindaste

Altura da parte do pilar inferior ao guindaste l_1, m	Pilares contínuos	Pilares treliçados
Até 10—12	1/10—1/14	1/9—1/12
15—20	1/12—1/16	1/11—1/14
25—30	1/15—1/20	1/13—1/17

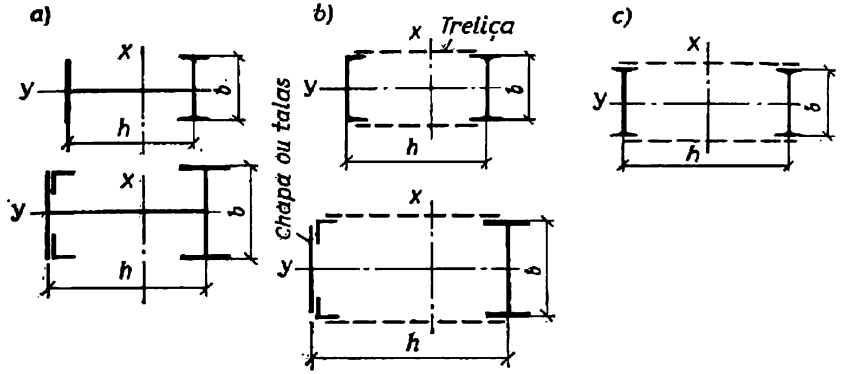


Fig. VIII.16. Tipos das seções das partes dos pilares escalonados que servem de qualidade de apoios dos guindastes

com a superfície externa lisa, o que facilita a colocação dos painéis de forro. Na medida do possível ambos os ramos devem ser projetados dos perfis laminados.

Num pilar escalonado a altura da seção da parte do pilar inferior ao guindaste determina-se pelos vãos padronizados dos guindastes de ponte, múltiplos de 0,5 m e pelos vãos da oficina, múltiplos de 6 m. A distância λ entre o eixo da via do guindaste e o eixo de traçamento (fig. VIII.17) adota-se na maioria dos casos igual a 0,75 m ou 1 m levando-se em consideração os gabaritos de passagem livre dos guindastes junto dos pilares.

A altura da seção h do pilar depende também da altura do pilar, uma vez que ela determina a rigidez da estrutura que se caracteriza pelas flechas horizontais. Na tabela VIII.3 estão indicadas as correlações entre a altura da seção h e a altura l da parte do pilar inferior ao guindaste que se adotam na prática e que garantem a rigidez necessária da estrutura.

Os pilares contínuos são um pouco mais rígidos do que os treliçados e a sua fabricação é mais simples; no entanto, quando a largura é de cerca de 1,2—1,5 m ou é maior ainda, os pilares contínuos resultam menos econômicos.

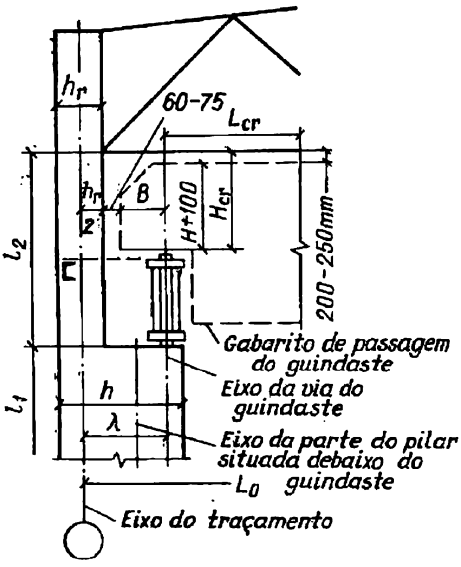


Fig. VIII.17. Distribuição dos eixos e os gabaritos de passagem livre do guindaste num pilar escalonado
L_0—o vão do prédio

3. Cálculo e projeção do fuste dos pilares submetidos à compressão excêntrica

Pilares contínuos

Quando se trata do cálculo dos pilares em que a carga de compressão está aplicada fora do eixo do pilar, pode-se sempre transferir a força de compressão para o eixo acrescentando o momento de flexão. Chamamos eixo do pilar à linha que liga os centros de gravidade das seções. O eixo dos pilares escalonados também é escalonado (fig. VIII.17 e VIII.22, *b*), o que se leva em consideração quando se trata da determinação dos momentos a que está submetido o pilar. Portanto, a escolha e a verificação da seção de um pilar contínuo, submetido à compressão excêntrica, realiza-se na base da força longitudinal N aplicada ao longo do eixo e do momento M, cujos valores foram determinados mediante o cálculo estático da armação ou de um pilar isolado.

A escolha do tipo do pilar, assim como do tipo e da altura da sua seção realiza-se normalmente no processo da elaboração do esquema da estrutura em geral.

No processo de escolha da seção a sua área determina-se de acordo com a altura escolhida.

Segundo foi indicado no § 12 a verificação da estabilidade de uma barra submetida à compressão excêntrica no plano de ação do momento realiza-se pela fórmula [ver a fórmula (II.36)]

$$\sigma = \frac{N}{\varphi^{ex} F_{tot}} \leqslant R, \qquad \text{(VIII.22)}$$

onde φ^{ex} é o coeficiente de redução da resistência nominal ao valor da tensão crítica do elemento dado; este coeficiente determina-se para as barras de seção contínua na base do apêndice 6 de acordo com a flexibilidade convencional da barra $\overline{\lambda}$ e a excentricidade reduzida m_1.

A excentricidade reduzida m_1 determina-se pela fórmula

$$m_1 = \eta m = \eta \frac{e}{\rho} = \eta \frac{M}{N} \cdot \frac{F_{tot}}{W_{tot}}, \qquad \text{(VIII.23)}$$

onde $e = M/N$ é a excentricidade da força longitudinal no plano de flexão; é de se notar que para os pilares escalonados o valor máximo do momento M adota-se no trecho de seção constante;

$\rho = W_{tot}/F_{tot}$, é o raio do núcleo da seção em cm;

η, coeficiente de influência da forma da seção; para os pilares $\eta \approx 1{,}2, \ldots, 1{,}3$.

A flexibilidade convencional é

$$\overline{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R}{E}}.$$

No caso da determinação aproximada da área da seção necessária F_{nec} pode-se determinar de antemão o raio do núcleo da seção,

tendo adotado o raio de inércia em função da altura da seção (de acordo com a tabela VIII.2) e a distância z_i entre o ramo mais comprimido e o centro de gravidade da seção:

$$\rho = W/F = r^2/z_i. \qquad \text{(VIII.24)}$$

Para as seções simétricas (isto é, para os pilares das fileiras centrais) $z_i = 0{,}5\ h$, sendo h a altura da seção. Para as seções assimétricas (pilares extremos $z_i = 0{,}45\ h \ldots 0{,}5\ h$.

Tendo adotado o valor médio $\eta = 1{,}25$ e $r_x = 0{,}45\ h$ (ver a tabela VIII.2), pode-se adotar como primeira aproximação quando da escolha da seção dos pilares

$$m_1 = \eta \frac{e}{\rho} = 1{,}25 \frac{e\, 0{,}45h}{(0{,}45h)^2} \approx 2{,}8 \frac{e}{h}. \qquad \text{(VIII.25)}$$

A flexibilidade do pilar pode ser adotada igual a $\lambda = 50 \ldots 90$.

Quando a excentricidade é grande ($m_1 > 4$) a influência da força normal e da flexibilidade do pilar diminuem e por isso pode-se utilizar a fórmula binomial

$$\sigma = N/(F\varphi) + M/W \leqslant R. \qquad \text{(VIII.26)}$$

Com a ajuda desta fórmula pode-se também determinar aproximadamente a área necessária da seção F_{nec}.

Tendo adotado $\varphi = 0{,}8$ e $\rho = 0{,}45\ h$, obtemos

$$F_{nec} = \frac{N}{R}\left(\frac{1}{\varphi} + \frac{e}{\rho}\right) = \frac{N}{R}\left(1{,}25 + 2{,}2\frac{e}{h}\right). \qquad \text{(VIII.27)}$$

A flexibilidade do pilar λ determina-se pela fórmula (II.16).

O comprimento nominal que se determina pelo coeficiente de redução do comprimento μ é a base do cálculo da estabilidade das barras e pode ser considerado como o comprimento equivalente de uma barra da mesma rigidez apoiada numa articulação.

Para os pilares de seção constante, sendo o método da sua fixação claramente especificado (extremidade superior livre, articulações imóveis ou encastramento imóvel total), o coeficiente μ adota-se pela tabela II.10.

Os comprimentos nominais dos pilares que servem de apoios para as armações transversais dos prédios, são determinados mediante a resolução das equações de estabilidade compostas para as barras levando-se em consideração a deformação do seu eixo elástico em função do argumento adimensional $u = l\sqrt{N/(EJ)}$ [1].

A raiz positiva mínima da equação da estabilidade caracteriza o valor crítico da força e determina o valor crítico do argumento u_{cr} e, respectivamente, o coeficiente de redução do comprimento μ.

---

[1] S. P. Timochenko. Estabilidade dos sistemas elásticos. M., Gostekhteoretizdat, 1955; N. V. Kornoukhov. Resistência e estabilidade dos sistemas de barras. M., Stroiizdat, 1949.

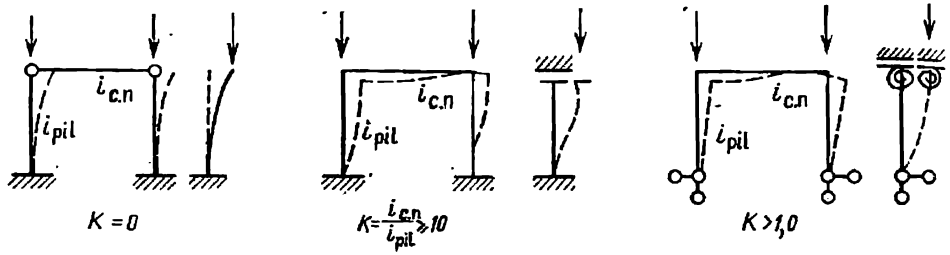


Fig. VIII.18. Estabilidade das armações de um só vão

Os coeficientes u_{cr} e μ estão ligados pela fórmula de Euler para as barras com diversas fixações nas extremidades

$$N_E = \frac{\pi^2 EJ}{l_0^2} = \frac{\pi^2 EJ}{(\mu l)^2} = \frac{u_{cr}^2 EJ}{l^2}, \qquad \text{(VIII.28)}$$

onde $\mu = \pi/u_{cr}$.

Os coeficientes das equações de estabilidade são funções transcendentes do argumento u; na sua forma comum estas equações não têm soluções. As suas soluções numéricas podem ser expressas através dos parâmetros da armação e representadas em forma de tabelas.

No processo de determinação dos valores das forças críticas para os montantes das armações fazem-se várias suposições que simplificam o cálculo.

1. Supõe-se que a armação está carregada somente com as forças concentradas nos seus nós.

2. A armação de um só vão analisa-se sob a influência simultânea da carga crítica sobre ambos os montantes, o que permite menosprezar a influência da rigidez e o grau de carregamento do pilar vizinho e considerar o pilar como uma barra isolada que está encastrada em baixo e se desloca livremente em cima (fig. VIII.18, *a* e *b*) ou está apoiada numa articulação em baixo e encastrada elasticamente em cima (fig. VIII.18, *c*).

3. Nas armações de muitos vãos (sendo o número dos vãos igual ou superior a dois), quando o telhado é rígido ou existe um sistema de tirantes longitudinais que ligam os topos dos pilares, supõe-se que as cargas críticas não podem ser aplicadas simultaneamente a todos os pilares. Por isso o apoio superior do montante da armação é considerado imóvel quando a ligação entre o pilar e o contranível é articulada ou rígida. Portanto, mesmo neste caso o pilar pode ser considerado como uma barra isolada com diversas fixações nas extremidades.

Para os pilares de seção ligados rigida ou elasticamente ao contranível da armação o coeficiente μ adota-se independentemente do método de fixação no fundamento de acordo com a tabela VIII.4 em

função da correlação das rigidezes do contranível e do pilar

$$k = i_{c.n}/i_{pil}, \qquad \text{(VIII.29)}$$

onde $i_{c.n} = J_{c.n}/L$;
$i_{pil} = J_{pil}/l$;

$J_{c.n}$, momento de inércia do contranível no centro do vão;
L, vão do contranível;
J_{pil}, momento de inércia do pilar;
l, altura do pilar até o contranível.

Se o contranível é a armação do telhado, então

$$J_{c.n} = 0{,}75\,(F_{b.sup} z_{sup}^2 + F_{b.inf} z_{inf}^2), \qquad \text{(VIII.30)}$$

onde $F_{b.sup}$ e $F_{b.inf}$ são áreas das seções dos banzos superior e inferior;
z_{sup} e z_{inf}, distâncias desde o centro de gravidade de cada banzo até o centro de gravidade comum de ambos os banzos no meio do vão.

Se o contranível está fixado ao pilar por meio de uma articulação o coeficiente k adota-se igual a zero.

Para os pilares escalonados das armações de um só andar dos prédios industriais, fixados rigidamente nos fundamentos por parafusos

Tabela VIII.4

Valores do coeficiente μ para os pilares de seção constante

Fixação no fundamento	k							
	0	0,2	0,3	0,5	1	2	3	⩾ 10
Rígida	2	1,5	1,4	1,28	1,16	1,08	1,06	1
Articulada	—	3,42	3	2,63	2,33	2,17	2,11	2

de ancoragem, os valores do coeficiente de redução do comprimento são determinados separadamente para o setor inferior do pilar (μ_1) e para o setor superior do pilar (μ_2). Podemos deparar aí com dois casos diferentes.

No primeiro caso, quando se trata das armações de um só vão, o pilar da armação é considerado um suporte isolado, cujo topo pode deslocar-se livremente no plano horizontal (da mesma forma que na fig. VIII.18, *a* e *b*), isto é, faz-se a suposição de que o pilar não tem a reação horizontal de apoio e a força transversal $Q = 0$. Então a linha das forças de compressão resulta definida e paralela ao eixo não deformável da barra (fig. VIII.19, *a* e *b*)[1].

A condição da estabilidade determina-se por uma só equação em função de dois parâmetros:

$$k_1 = \frac{i_2}{i_1} = \frac{J_2 l_1}{J_1 l_2}; \quad c_1 = \frac{u_2}{u_1} = \frac{l_2}{l_1}\sqrt{\frac{P_2 J_1}{P_1 J_2}}, \qquad \text{(VIII.31)}$$

[1] A. R. Rjanitsin. Estabilidade do equilíbrio dos sistemas elásticos. M., Gostekhizdat, 1955.

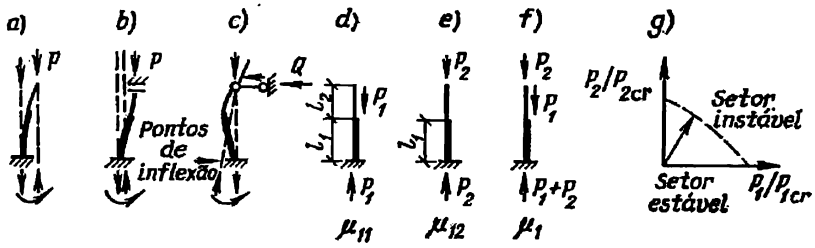


Fig. VIII.19. Determinação do coeficiente μ para os pilares de um só escalão

onde l_1, J_1 e P_1 são a altura, o momento de inércia e o esforço longitudinal do setor inferior do pilar;
l_2, J_2 e P_2, o mesmo para o setor superior do pilar.

No caso da ligação do contranível ao pilar por articulação o valor da μ_1 determina-se de acordo com estes parâmetros pelo apêndice 9; no caso da ligação rígida do contranível ao pilar, pelo apêndice 10.

No caso da análise dos setores dos pilares com diversos valores de l, J e P supõe-se que a relação entre as forças críticas de diversos setores é a mesma que entre as forças longitudinais máximas que atuam no pilar, isto é, o pilar atinge o estado crítico no caso do aumento simultâneo e proporcional das cargas em ambas as partes (carregamento simples): $P_2^{cr}/P_1^{cr} = P_2/P_1 = \text{const}$ (um valor constante).

Pode-se supor então que $c_1 = u_2/u_1 = u_{2cr}/u_{1cr} = \mu_1/\mu_2$, daí se determina o valor μ_2 que se restringe pelas condições reais de trabalho do pilar

$$\mu_2 = \mu_1/c_1 \leqslant 3. \qquad \text{(VIII.32)}$$

Uma vez que no cálculo das armações são possíveis diversas combinações de cargas e são obtidos portanto diversos valores das forças P, na determinação dos comprimentos nominais adota-se o valor máximo do esforço P em diversos setores dos pilares e o valor obtido μ utiliza-se para outras combinações de cargas.

Nas armações com as relações $l_2/l_1 \leqslant 0{,}6$ e $P_1/P_2 \geqslant 3$ os valores dos coeficientes μ diferem relativamente pouco dos números médios; por isso para simplificar os cálculos também neste caso as normas permitem adotar os valores de μ pela tabela VIII.5.

No segundo caso, quando a armação tem dois ou mais vãos, a extremidade superior do pilar pode ser considerada na determinação do comprimento nominal como imóvel, isto é, a força transversal na extremidade superior do pilar $Q \neq 0$ e a linha das forças de compressão pode desviar-se da vertical (fig. VIII.19, *c*). Então se existe um escalão e atuam duas forças P_1 e P_2 (fig. VIII.19, *f*) a condição de estabilidade determina-se por duas equações com coeficientes transcendentes e dois parâmetros. A fim de evitar a elaboração de muitas tabelas para diversas relações de P_1 e P_2 as normas prevêem um método aproximado, cuja essência é seguinte.

Inicialmente examina-se apenas a ação da força P_1 sobre o pilar, sendo determinada a força crítica para o setor inferior P_{1cr} e o coeficiente μ_{11} (fig. VIII.19, *d*); depois determina-se somente a ação da força P_2 sendo determinada também a força crítica P_{2cr} para o setor inferior e o coeficiente μ_{12} (fig. VIII.19, *e*). No caso da ação simultânea de ambas as forças (fig. VIII.19, *f*) a soma das relações entre

Tabela VIII.5

Valores dos coeficientes μ para os pilares de um só escalão das armações para os prédios industriais de um só andar

Força transversal junto da extremidade superior	Método de fixação da extremidade superior	Para o setor inferior μ_1 quando		Para o setor superior μ_2
		$0{,}3 \geqslant J_2/J_1 \geqslant 0{,}1$	$0{,}1 > J_2/J_1 \geqslant 0{,}05$	
$Q=0$	Extremidade livre	2,5	3	3
	Extremidade fixada somente de forma a impedir a rotação	2	2	3
$Q\neq 0$	Extremidade imóvel apoiada por uma articulação	1,6	2	2,5
	Extremidade imóvel, fixada de modo a impedir a rotação	1,2	1,5	2

as forças que atuam e as forças críticas irá caracterizar (dentro das coordenadas destas relações) o setor que pode ser dividido em estável e instável. Com efeito, cada valor $P_1/P_{1cr} \leqslant 1$ e $P_2/P_{2cr} \leqslant 1$. Por isso depois de marcar nos eixos de coordenadas comprimentos eqüivalentes à unidade e ligá-los por uma reta (para aumentar a reserva da estabilidade), obteremos a reta limite (uma curva convexa), abaixo da qual estará situada a zona estável e acima, a instável (fig. VIII.19, *g*). A equação desta reta limite é

$$P_1/P_{1cr} + P_2/P_{2cr} = 1. \qquad \text{(VIII.33)}$$

Adotamos

$$P_{1cr} = \frac{\pi^2 E J_1}{(\mu_{11} l_1)^2}; \quad P_{2cr} = \frac{\pi^2 E J_1}{(\mu_{12} l_1)^2}; \quad \frac{P_1 + P_2}{P_2} = m_p \text{ ou } P_2 = \frac{P_1}{m_p - 1}$$

e fazendo as respectivas substituições na equação (VIII.33) obtemos:

$$P_1 \left[\frac{\mu_{11}^2}{\frac{\pi^2 E J_1}{l_1^2}} + \frac{\mu_{12}^2}{\frac{\pi^2 E J_1}{l_1^2}(m_p - 1)} \right] = 1. \qquad \text{(VIII.34)}$$

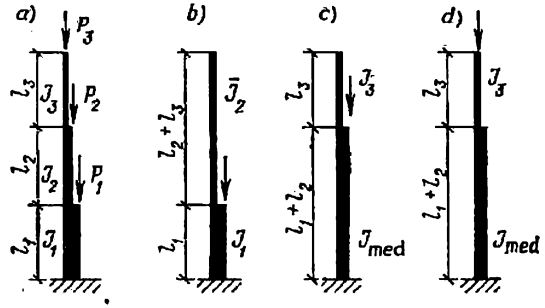


Fig. VIII.20. Determinação do coeficiente μ para os pilares de dois escalões

Levando em consideração que

$$P_1+P_2=\frac{P_1 m_p}{m_p-1} \quad \text{ou} \quad P_1=\frac{(P_1+P_2)(m_p-1)}{m_p},$$

substituindo o valor de P_1 na equação (VIII.34) e considerando que no caso de ação simultânea de ambas as forças

$$P_1+P_2=\frac{\pi^2 E J_1}{\mu_1^2 l_1^2},$$

obtemos

$$\mu_1=\sqrt{\frac{\mu_{11}^2(m_p-1)+\mu_{12}^2}{m_p}}. \qquad \text{(VIII.35)}$$

Para o setor superior do pilar $\mu_2=\mu_1/c_1 \leqslant 3$.

Portanto, o coeficiente μ_1 determina-se por intermédio de μ_{12}, coeficiente de comprimento nominal do setor inferior quando $P_1=0$ e por intermédio de μ_{11}, coeficiente de comprimento nominal do setor inferior quando $P_2=0$. Nos apêndices 11 e 12 estão indicados os valores de μ_{12} e μ_{11} em função de $n=l_2/l_1$ e $\beta=J_2/J_1$. A comparação destas soluções com as soluções mais exatas acusa um pequeno desvio de 2 a 8% que aumenta a reserva de estabilidade.

As normas prevêem uma resolução aproximada análoga para os pilares de dois escalões (fig. VIII.20, *a*). Nestes casos são utilizadas as tabelas para o cálculo dos pilares de um só escalão levando-se em consideração os momentos de inércia médios em diversos setores dos pilares.

Adotando a designação (fig. VIII.20, *a*) $P_1/P_3=t_1$, $P_2/P_3=t_2$; $J_2/J_1=\beta_2$; $J_3/J_1=\beta_3$; $l_2/l_1=n_2$; $l_3/l_1=n_3$, teremos para o setor inferior

$$\mu_1=\sqrt{\frac{t_1\bar{\mu}_1^2+(t_2\bar{\mu}_2^2+\bar{\mu}_3^2)(1+n_2)^2 J_1/J_{med}}{1+t_1+t_2}}, \qquad \text{(VIII.36)}$$

onde

$$J_{med}=\frac{J_1 l_1+J_2 l_2}{l_1+l_2}$$

Tabela VIII.6

Tabela para a determinação dos coeficientes $\bar{\mu}_1$, $\bar{\mu}_2$, e $\bar{\mu}_3$

Força transversal junto da extremidade superior	Método de fixação da extremidade superior	$\bar{\mu}_1$ (fig. VIII.20, *b*)	$\bar{\mu}_2$ (fig. VIII.20, *c*)	$\bar{\mu}_3$ (fig. VIII.20, *d*)
$Q=0$	Extremidade livre	$\bar{\mu}_1=2$	$\bar{\mu}_2=2$	$\bar{\mu}_3=\mu_1$, de acordo com o apênd. 9 quando $c_1=\frac{l_3}{l_1+l_2}\times\sqrt{\frac{J_{med}}{J_3}}$
	Extremidade está fixada de forma a impedir somente a rotação	$\bar{\mu}_1=\mu_1$, de acordo com o apênd. 10 quando $c_1=0$	$\bar{\mu}_2=\mu_1$ de acordo com o apênd. 10 quando $c_1=0$	$\bar{\mu}_3=\mu_1$, de acordo com o apênd. 10 quando $c_1=\frac{l_3}{l_1+l_2}\times\sqrt{\frac{J_{med}}{J_3}}$
$Q\neq 0$	Extremidade imóvel apoiada numa articulação	$\bar{\mu}_1=\mu_{11}$, de acordo com o apênd. 11	$\bar{\mu}_2=\mu_{11}$, de acordo com o apênd. 11	$\bar{\mu}_3=\mu_{12}$, de acordo com o apênd. 11
	Extremidade imóvel fixada para impedir a rotação	$\bar{\mu}_1=\mu_{11}$, de acordo com o apênd. 12	$\bar{\mu}_2=\mu_{11}$, de acordo com o apênd. 12	$\bar{\mu}_3=\mu_{12}$, de acordo com o apênd. 12

é o valor médio do momento de inércia para o setor $l_1 + l_2$. Os coeficientes $\bar{\mu}_1$, $\bar{\mu}_2$ e $\bar{\mu}_3$ são determinados da mesma forma que para os pilares de um só escalão de acordo com os esquemas indicados na fig. VIII.20, *b*, *c* e *d* e com a tabela VIII.6.

É de notar que o valor de $\bar{J}_2$ (fig. VIII.20, *b*) determina-se pela fórmula

$$\bar{J}_2=\frac{J_2l_2+J_3l_3}{l_2+l_3}.$$

O coeficiente do comprimento nominal para o setor médio determina-se pela fórmula

$$\mu_2 = \mu_1/c_2, \qquad \text{(VIII.37)}$$

onde

$$c_2 = n_2 \sqrt{\frac{P_2+P_3}{(P_1+P_2+P_3)\beta_2}}.$$

O coeficiente do comprimento nominal para o setor superior determina-se pela fórmula

$$\mu_3 = \mu_1/c_3 \leqslant 3,$$

onde

$$c_3 = n_3 \sqrt{\frac{P_3}{(P_1+P_2+P_3)\beta_3}}. \qquad \text{(VIII.38)}$$

No processo de arranjo da seção de um pilar maciço a área necessária $F_{\text{néc}}$, determinada por meio do cálculo, deve ser distribuída de forma mais vantajosa, cuidando-se ao mesmo tempo de garantir a estabilidade de diversos elementos da seção.

A largura de um ramo do pilar ou da seção do pilar deve ser suficiente para garantir a estabilidade geral do pilar no plano perpendicular ao plano da armação. Normalmente esta largura é igual a $b = 1/20 \ldots 1/30$ da altura da parte do pilar inferior ao guindaste. O outro ramo, menos carregado, faz-se normalmente da mesma largura (ou próxima), o que torna mais cômoda a fixação da base do pilar ao fuste.

A fim de assegurar a estabilidade local da seção dos ramos do pilar é preciso levar em consideração, da mesma forma que nos pilares submetidos à compressão central, as relações máximas da sacada das chapas à sua espessura ($b_b/2\delta_b$), estabelecidas pelas normas de acordo com a flexibilidade do pilar (ver a tabela VIII.1). Se a tensão do elemento é inferior à normal o valor de $b_b/2\delta_b$, obtido da tabela VIII.1 pode ser aumentado $\sqrt{(R\varphi^*/\sigma)}$ vezes, porém este aumento não pode ser superior a 25% (neste caso φ^* é o menor dos valores de φ^{ex} ou $c\varphi_y$).

A flexibilidade máxima admissível da alma do pilar $k_{al}=h_0/\delta$ determina-se de acordo com o diagrama das tensões, distribuído de uma forma irregular e que se caracteriza pelo coeficiente $\alpha=(\sigma - \sigma')/\sigma$ e de acordo com a relação τ/σ.

Neste caso σ é a tensão nominal da fibra mais comprimida da alma calculada sem levar em consideração o coeficiente φ_{ex};
σ', tensão que se verifica junto da extremidade oposta da alma;
$\tau = Q/(h_{al}\delta)$, tensão tangencial média na seção em questão.

Quando $\alpha \leqslant 0{,}5$, a relação máxima h_0/δ adota-se da mesma forma que para as barras submetidas à compressão central pela fórmula (VIII.3):

$$h_0/\delta = 40\sqrt{21/R} + 0{,}4\lambda,$$

mas não pode ser superior a 75.

Quando $\alpha \geqslant 1{,}0$ a flexibilidade máxima da alma vem a ser

$$\frac{h_{al}}{\delta_{al}} = 100 \sqrt{\frac{2k_3}{\sigma\,[2-\alpha+\sqrt{\alpha^2+4\beta^2}]}}, \qquad \text{(VIII.39)}$$

sendo que o coeficiente k_3 adota-se de acordo com a tabela VIII.7; $\beta = 0{,}07\ k_3 \frac{\tau}{\sigma}$.

No intervalo $0{,}5 < \alpha < 1$ a flexibilidade máxima da alma do pilar determina-se mediante a interpolação.

Não se recomenda adotar a espessura da alma superior a 8 mm. Se a estabilidade da alma não está garantida pode-se reforçá-la com um par de nervuras longitudinais que passa por todo o comprimento do pilar, segundo foi indicado mais alto para os pilares submetidos à compressão central. Uma vez que este método acarreta um importante aumento do volume do trabalho necessário para a fabricação do pilar, nos casos em que a estabilidade da alma não está garantida

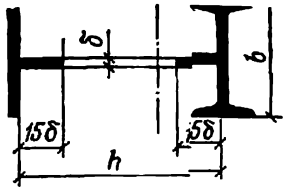


Fig. VIII.21. Seção nominal do pilar com alma instável

Tabela VIII.7

Valores de coeficiente k_3

τ/σ	α					
	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
0	22,2	26,7	32,6	42	52,5	63

pode-se considerar que toda a alma, exceto os seus setores extremos que aderem aos ramos, deixa de trabalhar; o comprimento destes setores é de 15δ de cada lado (fig. VIII.21). Neste caso o pilar como se tornasse treliçado, cabendo o papel da treliça à sua alma.

Em todos os casos quando a flexibilidade da alma $h_0/\delta \geqslant 70$, é preciso colocar nervuras transversais com um intervalo de (2,5 ... ... 3) h_0; estas nervuras ligam as seções num todo único, assegurando uma rigidez maior contra a torção do pilar. Nos pilares mais potentes são instalados com um intervalo de 4 metros diafragmas que abrangem toda a largura da seção e que também devem garantir a rigidez do pilar.

Além da verificação do pilar submetido à compressão central no plano da sua flexão é preciso também verificar a sua estabilidade no plano perpendicular ao plano de ação do momento. Isto se faz com a ajuda da fórmula

$$\sigma = N/(c\varphi_y F) \leqslant R, \qquad \text{(VIII.40)}$$

onde φ_y é o coeficiente da flexão longitudinal adotado pelo apêndice 5 de acordo com a flexibilidade λ_y no sentido perpendicular ao plano de ação do momento;

c, coeficiente de influência do momento sobre a estabilidade do elemento submetido à compressão excêntrica sendo levada em consideração a perda da estabilidade em conseqüência da flexão e torção; esta perda

calcula-se pela fórmula

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x}, \qquad \text{(VIII.41)}$$

onde $m_x = e_x/\rho_x$; $e_x = M_x/N$; neste caso M_x adota-se: para as barras com as extremidades fixadas de forma a impedir o deslocamento no plano perpendicular ao plano de ação do momento, igual ao momento máximo nos limites do terço médio do comprimento (mas não menor à metade do momento máximo ao longo do comprimento da barra); para as consolas, igual ao momento no encastramento.

Os coeficientes α e β são adotados pela tabela VIII.8. Quando $\lambda_y \leqslant \lambda_c$ e quando $J_2/J_1 < 0{,}5$ e excentricidade orientada para o lado do banzo menor, $\beta = 1$.

Tabela VIII.9

Valores máximos do coeficiente c quando $\lambda_y > \lambda_c$

$\frac{2\delta_1}{bh}$	$M/(Nh)$												
	0	0,15	0,3	0,45	0,6	0,75	0,9	1,05	1,2	1,35	1,5	2,25	3
0,1	1	0,88	0,69	0,56	0,46	0,39	0,34	0,30	0,27	0,24	0,22	0,15	0,12
0,8	1	0,91	0,77	0,64	0,54	0,47	0,41	0,36	0,33	0,3	0,27	0,19	0,15
1,5	1	0,95	0,85	0,74	0,66	0,58	0,52	0,47	0,43	0,39	0,37	0,26	0,2
$\geqslant 2{,}5$	1	0,99	0,92	0,85	0,78	0,72	0,66	0,61	0,56	0,52	0,49	0,36	0,28

Designações adotadas: h, altura da seção; b e δ_1, largura e espessura do banzo mais comprimido.

Quando $\lambda_y > \lambda_c$ o coeficiente c não deve ser superior aos valores indicados na tabela VIII.9, e para as barras de seção fechada, superior a 1.

Os comprimentos nominais dos pilares ao longo do prédio são adotados, em regra, iguais às distâncias entre os pontos de fixação (apoios) dos pilares, vigas porta-guindaste, nós de fixação dos tirantes e contraníveis, etc.

Pilares treliçados

A parte do pilar inferior ao guindaste na maioria das vezes (quando a largura é superior a 1,2—1,5 metros) faz-se treliçada, ou seja, composta de dois ramos ligados por treliças (fig. VIII.14, *b*).

O cálculo dos pilares treliçados realiza-se na base da suposição de que o pilar trabalha como uma armação com banzos paralelos. Para isso a força longitudinal e o momento que atuam sobre o pilar são distribuídos entre os ramos; os esforços em cada ramo são deter-

minados pela fórmula

$$N_r = \frac{Ny}{h} \pm \frac{M}{h}, \qquad \text{(VIII.42)}$$

onde y é a distância do centro de gravidade da seção do pilar até o eixo do ramo, oposto ao ramo em questão.

Numa seção simétrica $y = 0{,}5\,h$; na seção assimétrica a distância do centro de gravidade da seção até o ramo mais carregado é $y = (0{,}4 \ldots 0{,}5)\,h$. Por analogia com o pilar contínuo a seção do ramo, situado debaixo do guindaste, faz-se de ferro em T duplo, que pode ser laminado ou soldado (quando se trata dos pilares submetidos a grandes cargas). Para satisfazer a exigência da estabilidade geral do pilar no plano perpendicular ao plano da armação a altura do ferro em T duplo adota-se dentro dos limites $(1/20 \ldots 1/30)l_1$, o que corresponde à flexibilidade $\lambda \approx 60 \ldots 100$.

O ramo exterior do pilar faz-se normalmente de ferro em U da mesma largura que o ramo situado debaixo do guindaste. Se não existem os ferros em U do respectivo número, a seção em U é composta de cantoneiras com talas ou, o que é ainda mais freqüente, com uma chapa contínua (fig. VIII.16, *b*). Ambos os ramos são ligados por treliças de sistema triangular, dispostas em dois planos. A seção dos ramos verifica-se pela fórmula (VIII.1) para a barra submetida à compressão central. Neste caso para o coeficiente φ adota-se o menor dos dois valores. O primeiro valor de φ determina-se pela flexibilidade do ramo em relação ao eixo do ferro em T duplo (ou do ferro em U) com um grande momento de inércia, sendo que o comprimento nominal adota-se de acordo com o esquema dos tirantes verticais entre os pilareseé igual normalmente à distância do fundamento até e viga porta-guindaste. Ao determinar o segundo valor de φ o comprimento nominal do ramo adota-se igual à distância entre os nós da treliça; o raio de inércia da seção do ramo adota-se mínimo.

É preciso que os nós de apoio das vigas porta-guindastes assentem no ramo do pilar de forma que a pressão de apoio da viga não seja aplicada excentricamente em relação ao eixo do pilar, isto é, no plano perpendicular ao plano da armação. Isto se consegue facilmente no caso de vigas contínuas mediante a instalação de uma nervura de apoio rigorosamente ao longo do eixo do pilar, assim como, no caso em que nas vigas divididas leves utilizam-se estruturas em forma de chapas de apoio (ver a fig. VI.50). Nas vigas pesadas para os guindastes $Q \geqslant 100$ t, quando se aplicam as estruturas de apoio segundo está mostrado na fig. VI.51, *b*, é preferível aproximar as nervuras de apoio das vigas às suas extremidades de forma que as reações de apoio passem nos limites do núcleo da seção do pilar. No caso contrário é preciso também calcular o ramo do pilar também à compressão excêntrica no plano perpendicular ao plano da armação correspondente à carga unilateral devida a um guindaste.

Além disso, os pilares treliçados, especialmente os pilares estreitos e altos (cuja altura da seção é menor de 1/15 do comprimento l_1) devem ser calculados à estabilidade na suposição de que o pilar trabalha como uma barra única de seção composta. A verificação desta barra com as treliças situadas no plano de flexão realiza-se pela fórmula (VIII.22), mas o coeficiente φ^{ex} determina-se pelo apêndice 7 de acordo com a flexibilidade reduzida λ_{red}, determinada pelas fórmulas (VIII.6)—(VIII.8), e com a excentricidade relativa

$$m_x = \frac{e_x}{\rho} = \frac{M_x}{N}\frac{Fy_1}{J_x}, \qquad \text{(VIII.43)}$$

onde F é a área da seção de todo o elemento;

y_1, distância do centro de gravidade da seção até o eixo do ramo mais comprimido (que não pode ser menor à distância até o eixo da alma do ramo);

J_x, momento de inércia da seção.

Cada treliça da seção faz-se de cantoneiras isoladas sendo que as diagonais são dispostas sob um ângulo de 45—50° em relação à horizontal. O esforço na diagonal da treliça determina-se pela fórmula (VIII.19) ou pela força transversal real máxima no pilar (esta força determina-se no processo do cálculo da armação) ou pela força transversal convencional (se ela é maior), calculada pelas fórmulas (VIII.9).

O cálculo de fixação das diagonais e as exigências técnicas são idênticas às que foram indicadas para os pilares de seção constante. A colocação das diagonais diminui o comprimento nominal do ramo do pilar. O esforço na diagonal determina-se pela força transversal convencional Q no respectivo ramo.

Exemplo VIII.3. Calcular e escolher a seção do pilar escalonado da oficina de um só vão, cujo esquema está mostrado na fig. VIII.22; as combinações nominais dos esforços são dadas.

Combinações nominais dos esforços: para a parte superior do pilar (que está acima do guindaste) $N_2 = 930$ kN e $M_2 = 319$ kN·m, $Q = 117$ kN; para a parte inferior do pilar (situado debaixo do guindaste) $N_1 = 1\,324$ kN e $M_1 = 2\,219$ kN·m (o momento de flexão aumenta a carga do ramo externo); $N_1' = 2684$ kN e $M_1' = -2205$ kN·m (o momento de flexão aumenta a carga do ramo que está debaixo do guindaste), $Q = 145$ kN. Valores máximos das forças normais: $N_2 = 955$ kN, $N_1 = 2884$ kN.

O pilar está encastrado rigidamente no fundamento e tem a conjugação articulada com o contranível.

O material do pilar é o aço BCт3.

Escolha das dimensões das seções do pilar. A escolha do tipo do pilar e da altura da seção foi feita no processo de arranjo do esquema do prédio e do seu corte transversal. Foram adotadas as seguintes dimensões das seções:

para a parte superior $h_2 = 500$ mm (o que constitui $h_2/l_2 = 0{,}5/5{,}2 = 1/10$);

para a parte inferior $h_1 = 1250$ mm (o que constitui $h_1/l_1 = 1{,}25/15{,}3 = 1/12$).

Determinação dos comprimentos nominais. Analisamos a possibilidade de utilização da tabela VIII.5 para determinar os coeficientes de comprimentos

reduzidos.

$$l_2/l_1 = 5{,}2/15{,}3 = 0{,}34 < 0{,}6 \text{ e } N_1/N_2 = 2884/955 = 3{,}02 \approx 3;$$

portanto pode-se utilizar a tabela VIII.5, da qual obtemos $\mu_1 = 2{,}5$ e $\mu_2 = 3$.

Os comprimentos nominais necessários para determinar a flexibilidade do pilar no plano da armação serão: $l_{\text{inf}.x} = \mu_1 l_1 = 2{,}5 \cdot 15{,}3 = 38{,}25$ m; $l_{\text{sup}.x} = \mu_2 l_2 = 3 \cdot 5{,}2 = 15{,}6$ m.

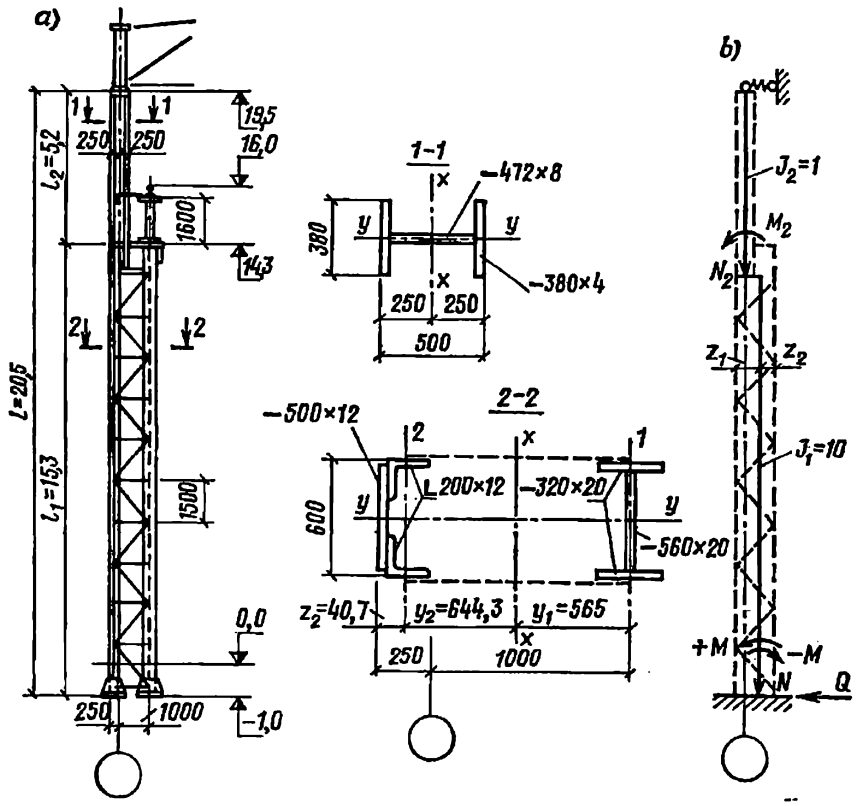


Fig. VIII.22. Exemplo VIII.3.

O comprimento nominal da parte superior do pilar no plano perpendicular ao plano da armação é igual à distância da viga de frenagem até a parte inferior da armação: $l_{\text{sup}.y} = 5{,}2 - 1{,}6 = 3{,}6$ m; o comprimento da parte inferior é igual à distância desde a parte superior do fundamento até a parte inferior da vida porta-guindaste $l_{\text{inf}.y} = 15{,}3$ m.

Escolha da seção da parte superior do pilar. Projetamos a seção da parte superior do pilar em forma do ferro em T duplo soldado, com a altura $h = 500$ mm (ver a fig. VIII.22). A área da seção necessária determina-se aproximadamente pela fórmula (VIII.27)

$$F_{\text{nec}} = \frac{N}{R}\left(1{,}25 + 2{,}2\frac{e}{h}\right) = \frac{930}{21}\left(1{,}25 + 2{,}2\frac{34{,}3}{50}\right) \text{ cm}^2 = 122 \text{ cm}^2,$$

onde

$$e = \frac{M}{N} = \frac{319}{930} \text{ cm} = 34{,}3 \text{ cm}.$$

Arranjamos a seção do pilar de forma a levar em consideração que a relação da largura do banzo à sua espessura não deve ser superior a $b_b/\delta_b \leqslant 32$ e a largura dos banzos não pode ser inferior a 1/20 . . . 1/30 do comprimento nominal do pilar no plano perpendicular ao plano da armação. Adotamos a espessura da alma $\delta_{al} = 8$ mm; o banzo faz-se de chapas 380 × 14 mm (fig. VIII.22, *a*); $F = 47{,}2 \cdot 0{,}8 + 2 \cdot 38 \cdot 1{,}4 = 144{,}2$ cm²; $b_b/\delta_b = 38/1{,}4 = 27{,}2$; $b_b/l_y = 38/360 = 1/9{,}5$.

Verificamos a seção adotada da parte superior do pilar; para isso calculamos de antemão as características da seção J_x, J_y, r_x, r_y, W_x:

$$J_x = \frac{\delta_{al} h_{al}^3}{12} + 2F_b \left(\frac{h}{2} - \frac{\delta_b}{2}\right)^2 =$$

$$= \frac{0{,}8 \cdot 47{,}2^3}{12} + 2 \cdot 38 \cdot 1{,}4 \left(\frac{50}{2} - \frac{1{,}4}{2}\right)^2 = 69\,300 \text{ cm}^4;$$

$$J_y = 2\frac{\delta_b b_b^3}{12} = 2\frac{1{,}4 \cdot 38^3}{12} \text{ cm}^4 = 12\,800 \text{ cm}^4;$$

$$r_x = \sqrt{J_x/F} = \sqrt{69\,300/144{,}2} \text{ cm} = 21{,}9 \text{ cm}.$$

$$r_y = \sqrt{J_y/F} = \sqrt{12\,800/144{,}2} \text{ cm} = 9{,}41 \text{ cm};$$

$$W_x = \frac{J_x}{h/2} = 69\,300/25 \text{ cm} = 2770 \text{ cm}^3.$$

Determinamos a flexibilidade do fuste do pilar no plano da armação e no plano perpendicular ao plano da armação:

$$\lambda_x = l_{\text{sup. } x}/r_x = 1560/21{,}9 = 71{,}2; \quad \lambda_y = l_{\text{sup. } y}/r_y = 360/9{,}41 = 38{,}3.$$

Pela fórmula (VIII.22) determinamos a estabilidade da parte superior do pilar no plano de ação do momento pela fórmula (VIII.22); para isso determinamos de antemão os valores $\overline{\lambda}_x$ e m_1:

$$m_x = e\frac{F}{W_x} = 34{,}3\frac{144{,}2}{2770} = 1{,}79;$$

$$\overline{\lambda}_x = \lambda_x \sqrt{\frac{R}{E}} = 71{,}2 \sqrt{\frac{21}{2{,}1 \cdot 10^4}} = 2{,}28;$$

$$m_1 = \eta m_x = 1{,}52 \cdot 1{,}79 = 2{,}72,$$

onde $\eta = 1{,}7 - 0{,}08\overline{\lambda}_x = 1{,}7 - 0{,}08 \cdot 2{,}28 = 1{,}52$ é o coeficiente de influência da forma da seção de acordo com o apêndice 8.

Verificamos a estabilidade da seção adotada no plano de ação do momento:

$$\sigma = \frac{N_2}{\varphi^{ex} F} = \frac{930}{0{,}318 \cdot 144{,}2} = 20{,}3 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2,$$

neste caso o coeficiente $\varphi^{ex} = 0{,}318$ adota-se pelo apêndice 6, sendo $\overline{\lambda}_x = 2{,}28$ e $m_1 = 2{,}72$.

Pela fórmula (VIII.40) verificamos a estabilidade da parte superior do pilar no plano perpendicular ao plano de ação do momento; para isso determinamos de antemão pela fórmula (VIII.41) o coeficiente *c*:

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha m_x} = \frac{1}{1 + 0{,}74 \cdot 1{,}79} = 0{,}43,$$

onde $\alpha = 0{,}7 + 0{,}05\,(m - 1) = 0{,}7 + 0{,}05\,(1{,}79 - 1) = 0{,}74$ e $\beta = 1$ são adotados pela tabela VIII.9, partindo de que $m_x = 1{,}79$ e $\lambda_y = 38{,}3 < \overline{\lambda}_c = 100$;

$$\sigma = \frac{N_2}{c\varphi_y F} = \frac{930}{0{,}43 \cdot 0{,}911 \cdot 144{,}2} = 16{,}5 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2,$$

onde $\varphi_y = 0{,}911$ adota-se pelo apêndice 5 sendo $\lambda_y = 38{,}3$.

Verificação da estabilidade local da alma e dos banzos. A estabilidade local dos banzos do pilar é garantida pois a relação

$$\frac{b_b}{2\delta_b}=\frac{38}{2\cdot 1,4}=13,6<16,5$$

ver a tabela VIII. 1).

A fim de verificar a estabilidade local da alma determinamos de antemão $\alpha=\frac{\sigma-\sigma'}{\sigma}$ e $\frac{\tau}{\sigma}$:

$$\sigma=\frac{N}{F}+\frac{M}{J_x}y_{com}=\frac{930}{144,2}+\frac{31\,900}{69\,300}\left(\frac{50}{2}\right)=18 \text{ kN/cm}^2;$$

$$\sigma'=\frac{N}{F}-\frac{M}{J_x}y_t=\frac{930}{144,2}-\frac{31\,900}{69\,300}\left(\frac{50}{2}\right)=-5,1 \text{ kN/cm}^2;$$

$$\tau=\frac{Q}{h_{al}\delta_{al}}=\frac{117}{47,2\cdot 0,8}=3,1 \text{ kN/cm}^2;$$

$$\alpha=\frac{\sigma-\sigma'}{\sigma}=\frac{18-(-5,1)}{18}=1,28;$$

$$\tau/\sigma=3,1/18=0,172.$$

A estabilidade local da alma verificamos pela fórmula (VIII.39), uma vez que $\alpha = 1,28 > 1$:

$$\frac{h_0}{\delta_{al}}=\frac{47,2}{0,8}=59<100\sqrt{\frac{2\cdot 29,1}{18\left[2-1,28+\sqrt{1,28^2+4\cdot 0,35^2}\right]}}=122,$$

$\beta = 0,07\cdot 29,1\cdot 0,172 = 0,35$; o coeficiente $k_3 = 29,1$ adotamos pela tabela VIII.7.

Portanto, a estabilidade local dos banzos e da alma do pilar é garantida.

Determinação da seção da parte inferior do pilar. A seção da parte inferior do pilar adotamos treliçada, isto é, composta de dois ramos, ligados por uma treliça. Os esforços longitudinais nos ramos são diferentes dependendo do sinal do momento nas combinações dos esforços nominais indicadas nos dados do problema.

O ramo do pilar inferior ao guindaste adotamos do ferro em T duplo soldado; o ramo externo será feito de duas cantoneiras ligadas por uma chapa (fig. VIII.22, *a*). A altura da seção do pilar $h_1 = 1250$ mm estabelece-se no processo de escolha do esquema da armação (ver o exemplo IX.1).

Pela fórmula (VIII.42) determinamos aproximadamente os esforços nos ramos do pilar:

no ramo inferior ao guindaste

$$N_{r.g}=N_1'\frac{y_2}{h_0}+\frac{M_1'}{h_0}=2684\frac{0,625}{1,25}+\frac{2205}{1,25}=3110 \text{ kN};$$

no ramo externo

$$N_{r.ex}=N_1\frac{y_1}{h_0}+\frac{M_1}{h_0}=1324\frac{0,625}{1,25}+\frac{2219}{1,25}=2440 \text{ kN}.$$

Determinamos aproximadamente a área necessária da seção dos ramos pela fórmula

$$F_{nec}=\frac{N}{\varphi R},$$

sendo que para o ramo do pilar inferior ao guindaste adotamos $\varphi = 0{,}8$ e para o ramo externo do pilar $\varphi = 0{,}75$;

$$F_{\text{nec}} = \frac{N_{\text{r. g}}}{0{,}8R} = \frac{3110}{0{,}8 \cdot 21} = 185 \text{ cm}^2;$$

a área da seção do ramo externo é

$$F_{\text{nec}} = \frac{N_{\text{r. ex}}}{0{,}75R} = \frac{2440}{0{,}75 \cdot 21} = 155 \text{ cm}^2.$$

Adotamos as seções dos ramos do pilar. Para o ramo inferior ao guindaste adotamos a seção de ferro em T duplo soldado com a altura $h = 600$ mm; neste caso partimos da condição de que a largura do pilar (altura da seção do ramo inferior ao guindaste) adota-se normalmente nos limites (1/20 . . . 1/30) l_1, isto é,

$$1530/20 \ldots 1530/30 = 76{,}5 \ldots 51 \text{ cm}.$$

Adotamos a alma com a espessura $\delta_{\text{al}} = 10$ mm e altura $h_{\text{al}} = 560$ mm; para os banzos adotamos as chapas de 320 × 20 mm.

Para a secão do ramo externo adotamos duas cantoneiras 200 × 12 ligadas por uma chapa 560 × 12 mm.

Determinamos as características geométricas da seção dos ramos do pilar (as designações dos eixos adotam-se de acordo com a fig. VIII.22, *a*):

para o ramo inferior ao guindaste:

$$F_{\text{r. g}} = 56 \cdot 1 + 2 \cdot 32 \cdot 2 = 184 \text{ cm}^2;$$

$$J_{x_1} = 2\frac{\delta_{\text{b}} b_{\text{b}}^3}{12} = 2\frac{2 \cdot 32^3}{12} \text{ cm}^4 = 10\,920 \text{ cm}^4;$$

$$J_y = \frac{\delta_{\text{al}} h_{\text{al}}^3}{12} + 2F_{\text{b}}\left(\frac{h}{2} - \frac{\delta_{\text{b}}}{2}\right)^2 =$$

$$= \frac{1 \cdot 56^3}{12} + 2 \cdot 32 \cdot 2\left(\frac{60}{2} - \frac{2}{2}\right)^2 = 122\,400 \text{ cm}^4;$$

$$r_{x_1} = \sqrt{\frac{J_{x_1}}{F_{\text{r. g}}}} = \sqrt{\frac{10\,920}{184}} = 7{,}7 \text{ cm};$$

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F_{\text{r. g}}}} = \sqrt{\frac{122\,400}{184}} = 25{,}8 \text{ cm};$$

para o ramo externo:

$$F_{\text{r. ex}} = 56 \cdot 1{,}2 + 2 \cdot 47{,}1 = 161{,}4 \text{ cm};$$

$$J_y = J_{\text{b}} + 2\left(J_0^{\text{cant}} + F_{\text{cant}} a^2\right) =$$

$$= \frac{1{,}2 \cdot 56^3}{12} + 2\left[1823 + 47{,}1\left(\frac{60}{2} - 5{,}37\right)^2\right] = 78\,400 \text{ cm}^4.$$

Determinamos a distância do centro de gravidade do ramo externo até a extremidade da chapa externa:

$$z_2 = \frac{\Sigma F_i z_i}{\Sigma F_i} = \frac{56 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}6 + 2 \cdot 47{,}1 \cdot 6{,}57}{161{,}4} = 4{,}07 \text{ cm};$$

$$J_{x_2} = F_{\text{ch}} a_{\text{ch}}^2 + 2\left(J_0^{\text{cant}} + F_{\text{cant}} a_{\text{cant}}^2\right) =$$

$$= 56 \cdot 1{,}2\,(4{,}07 - 0{,}6)^2 + 2\,[1823 + 47{,}1\,(5{,}37 + 1{,}2 - 4{,}07)^2] = 5043 \text{ cm}^4;$$

$$r_{x_2}=\sqrt{\frac{J_{x_2}}{F_{\text{r. ex}}}}=\sqrt{\frac{5043}{161{,}4}}=5{,}6 \text{ cm};$$

$$r_y=\sqrt{\frac{J_y}{F_{\text{r. ex}}}}=\sqrt{\frac{78\,400}{161{,}4}}=22 \text{ cm}.$$

Calculamos os verdadeiros esforços nominais em ambos os ramos do pilar pela fórmula (VIII.42). Com esta finalidade determinamos de antemão a posição do centro de gravidade de toda a seção da parte inferior do pilar:

$$h_0=h_1-z_2=125-4{,}07=120{,}93 \text{ cm};$$

$$y_1=\frac{F_{\text{r. ex}}h_0}{\Sigma F}=\frac{161{,}4\cdot 120{,}93}{184+161{,}4}=56{,}5 \text{ cm};$$

$$y_2=h_0-y_1=120{,}93-56{,}5=64{,}43 \text{ cm};$$

$$N_{\text{r. g}}=N_1'\frac{y_2}{h_0}+\frac{M_1'}{h_0}=2684\,\frac{64{,}43}{120{,}93}+\frac{2205}{1{,}2093}=3380 \text{ kN};$$

$$N_{\text{r. ex}}=N_1\frac{y_1}{h_0}+\frac{M_1}{h_0}=1324\,\frac{56{,}5}{120{,}93}+\frac{2219}{1{,}2093}=2540 \text{ kN}.$$

Pela fórmula (VIII.1) verificamos a estabilidade dos ramos do pilar. O ramo inferior ao guindaste:

no plano do pilar:

$$l_{x_1}=150 \text{ cm}; \quad \lambda_{x_1}=\frac{l_{x_1}}{r_{x_1}}=\frac{150}{7{,}7}=19{,}5; \quad \varphi_{x_1}=0{,}971;$$

$$\sigma=\frac{N_{\text{r. g}}}{\varphi_{x_1}F_{\text{r. g}}}=\frac{3080}{0{,}971\cdot 184}=17{,}2 \text{ kN/cm}^2<R=21 \text{ kN/cm}^2;$$

no plano perpendicular ao plano do pilar:

$$l_y=1530 \text{ cm}; \quad \lambda_y=\frac{1530}{25{,}8}=59{,}3;$$

$$\varphi_y=0{,}823;$$

$$\sigma=\frac{N_{\text{r. g}}}{\varphi_y F_{\text{r. g}}}=\frac{3080}{0{,}823\cdot 184}=20{,}4 \text{ kN/cm}^2<R=21 \text{ kN/cm}^2.$$

Ramo externo:

no plano do pilar:

$$l_{x_2}=150 \text{ cm}; \quad \lambda_{x_2}=\frac{l_{x_2}}{r_{x_2}}=\frac{150}{5{,}6}=26{,}8; \quad \varphi_{x_2}=0{,}952;$$

$$\sigma=\frac{N_{\text{r. ex}}}{\varphi_{x_2}F_{\text{r. ex}}}=\frac{2540}{0{,}952\cdot 161{,}4}=16{,}5 \text{ kN/cm}^2<R=21 \text{ kN/cm}^2;$$

no plano perpendicular ao plano do pilar:

$$l_y=1530 \text{ cm}; \quad \lambda_y=\frac{1530}{22}=69{,}5;$$

$$\varphi_y=0{,}772;$$

$$\sigma=\frac{N_{\text{r. ex}}}{\varphi_y F_{\text{r. ex}}}=\frac{2540}{0{,}772\cdot 161{,}4}=20{,}4 \text{ kN/cm}^2<R=21 \text{ kN/cm}^2.$$

Verificação da estabilidade do pilar em geral. É preciso calcular a flexibilidade reduzida do pilar que depende da seção das diagonais; por isso vamos escolher inicialmente as seções dos elementos da treliça do pilar.

As diagonais da treliça são calculadas para resistir à maior das forças transversais: a força real $Q = 145$ kN (ver os dados do exemplo) ou a força convencional $Q_{con} = 0{,}2F = 0{,}2\,(F_{r.g} + F_{r.ex}) = 0{,}2\,(184+161{,}4) = 69{,}08$ kN

Pela fórmula (VIII.19) determinamos o esforço na diagonal da treliça situada num só plano:

$$N_d = \frac{Q}{2 \operatorname{sen} \alpha} = \frac{145}{2 \cdot 0{,}64} \text{ kN} = 113{,}3 \text{ kN},$$

sendo α o ângulo de inclinação das diagonais em relação ao ramo; este ângulo é $\operatorname{tg} \alpha = 1{,}25/1{,}5 = 0{,}833$, $\alpha = 39°48'$, $\operatorname{sen} \alpha = 0{,}64$.

A área da diagonal necessária

$$F_{nec} = \frac{N_d}{m\varphi R} = \frac{113{,}3}{0{,}75 \cdot 0{,}6 \cdot 21} \text{ cm}^2 = 12 \text{ cm}^2,$$

onde m é o coeficiente das condições de trabalho para as diagonais fixadas de um só lado (com uma aba só), igual a 0,75; o valor $\varphi = 0{,}6$ adota-se aproximadamente.

Adotamos as diagonais feitas das cantoneiras 100×7 ($F = 13{,}8$ cm², $r_{min} = 1{,}98$ cm). O comprimento nominal da diagonal é:

$$l_d = h_1/\operatorname{sen} \alpha = 1{,}25/0{,}64 = 1{,}95 \text{ m};$$

$$\lambda_d = l_d/r_{min} = 195/1{,}98 = 98{,}5; \quad \varphi = 0{,}595.$$

Pela fórmula (VIII.20) verificamos a tensão na diagonal:

$$\sigma = \frac{N_d}{m\varphi F_d} = \frac{113{,}3}{0{,}75 \cdot 0{,}595 \cdot 13{,}8} \text{ kN/cm}^2 = 18{,}4 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2.$$

Os montantes da treliça são calculados para resistir à força transversal convencional num só ramo $Q'_{con} = 0{,}2F_{r.max} = 0{,}2 \cdot 184 = 36{,}8$ kN. O esforço numa só cantoneira do montante de acordo com a fórmula

$$N_{mont} = Q'_{con}/2 = 36{,}8/2 \text{ kN} = 18{,}4 \text{ kN}.$$

Uma vez que o esforço no montante não é grande, convém determinar a sua seção de antemão na base da flexibilidade extrema $[\lambda] = 150$. O raio de inércia mínimo necessário da cantoneira utilizada no montante é:

$$r_{min} = l_{mont}/[\lambda] = 125/150 \text{ cm} = 0{,}83 \text{ cm}.$$

Adotamos a cantoneira 45×5 ($F = 4{,}29$ cm², $r_{min} = 0{,}88$ cm).

Verificamos a tensão no montante:

$$\lambda_{mont} = l_{mont}/r_{min} = 125/0{,}88 = 142;$$

$$\varphi = 0{,}339;$$

$$\sigma = \frac{N_{mont}}{m\varphi F_{mont}} = \frac{18{,}4}{0{,}75 \cdot 0{,}339 \cdot 4{,}29} \text{ kN/cm}^2 = 16{,}9 \text{ kN/cm}^2 < R = 21 \text{ kN/cm}^2.$$

Determinamos as características geométricas de toda a seção do pilar (ver a fig. VIII.22, *a*):

$$F = F_{r.g} + F_{r.ex} = 184 + 161{,}4 = 345{,}4 \text{ cm}^2;$$

$$J_x = (J_{x_1} + F_{r.g} y_1^2) + (J_{x_2} + F_{r.ex} y_2^2) =$$

$$= 10\,920 + 184 \cdot 56{,}5^2 + 5043 + 161{,}4 \cdot 64{,}43^2 = 1\,274\,000 \text{ cm}^4;$$

$$r_x = \sqrt{J_x/F} = \sqrt{1\,274\,000/345{,}4} \text{ cm} = 60{,}7 \text{ cm}.$$

A flexibilidade da alma do pilar relativamente ao eixo $x - x$ é

$$\lambda_x = l_{inf.x}/r_x = 3825/60{,}7 = 63.$$

De acordo com a fórmula (VIII.7) a flexibilidade reduzida da alma do pilar é

$$\lambda_{red}=\sqrt{\lambda_x^2+kF/F_d}=\sqrt{63^2+31\,\frac{345,4}{2\cdot 13,8}}=66.$$

Pela fórmula (VIII.22) verificamos a estabilidade do pilar no plano de ação do momento. Determinamos de antemão a excentricidade relativa pela fórmula (VIII.43) e o coeficiente φ^{ex} pelo apêndice 7 para o ramo do pilar inferior ao guindaste, pois é este o ramo que sofre a maior compressão:

$$m_x=\frac{M_1'}{N_1'}\cdot\frac{F}{J_x}\,y_1=\frac{220\,500}{268_1}\cdot\frac{345,4}{1\,274\,000}\,56,5=1,26;$$

$$\overline{\lambda}_{red}=\lambda_{red}\sqrt{R/E}=66\sqrt{21/2,1\cdot 10^4}=2,11;$$

$$\varphi^{ex}=0,374;$$

$$\sigma=\frac{N_1'}{\varphi^{ex}F}=\frac{2684}{0,374\cdot 345,4}\ \text{kN/cm}^2=20,8\ \text{kN/cm}^2<R=21\ \text{kN/cm}^2.$$

§ 42. JUNTAS E PEÇAS DOS PILARES

As juntas dos pilares podem ser executadas nas empresas ou no processo de montagem. As juntas (ou junções) feitas nas empresas utilizam-se devido ao comprimento limitado dos perfis laminados (ver o capítulo III). As juntas feitas no processo de montagem têm de ser utilizadas devido às possibilidades restritas dos meios de transporte (ou seja, o comprimento da peça não pode ser superior a

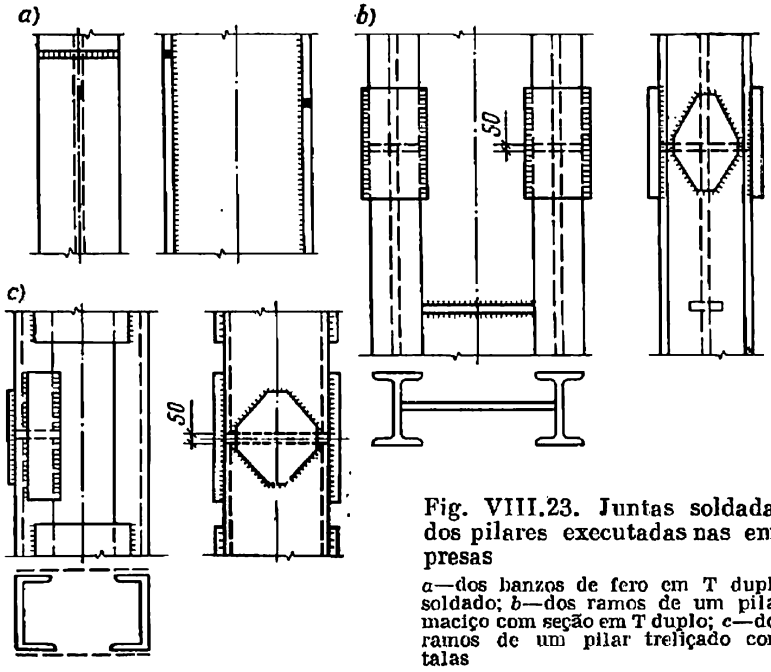


Fig. VIII.23. Juntas soldadas dos pilares executadas nas empresas

a—dos banzos de fero em T duplo soldado; *b*—dos ramos de um pilar maciço com seção em T duplo; *c*—dos ramos de um pilar treliçado com talas

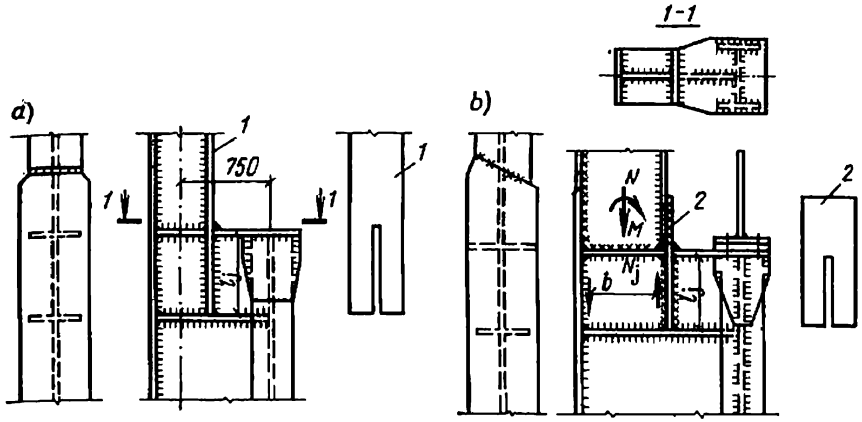


Fig. VIII.24. Junta das partes superior e inferior do pilar maciço de uma só alma

9—13 metros, quando transportada numa plataforma de carga e superior a 19—27 metros, quando transportada numa carroçaria rebocada).

As juntas dos elementos executadas nas empresas são dispostas normalmente numa certa distância uma de outra evitando-se a sua concentração num só local, pois a ligação de diversos elementos pode ser executada antes da montagem geral do fuste. Vemos na fig. VIII.23 exemplos de juntas soldadas de diversos elementos, executadas nas empresas.

A junta é bastante sólida se se garante a transmissão do esforço de um elemento para outro. Se a junta é feita mediante a soldagem a tope isto se consegue mediante a adoção do respectivo comprimento das juntas soldadas (ver o capítulo IV). A resistência da junta executada com as talas garante-se não somente pelo comprimento necessário das juntas soldadas, mas também pela respectiva área de seção das talas que não deve ser inferior à área da seção dos elementos ligados por esta junta.

A junta mais simples e por isso a mais recomendável é a junta direta soldada a tope. A execução desta junta é possível em todos os casos, pois nos pilares submetidos à compressão excêntrica sempre se pode encontrar uma seção com as tensões de tração menores.

As juntas de montagem dos pilares são dispostas nos locais cômodos para a montagem das estruturas. Para os pilares de seção variável este local é a banqueta situada ao nível do apoio das vigas porta-guindaste, onde muda a seção do pilar.

Temos na fig. VIII.24 os tipos das juntas das partes superior e inferior de um pilar contínuo com uma só alma: junta executada numa empresa (fig. VIII.24, *a*) e no processo de montagem (fig. VIII.24, *b*). Na fig. VIII.25 está mostrada a fixação da parte su-

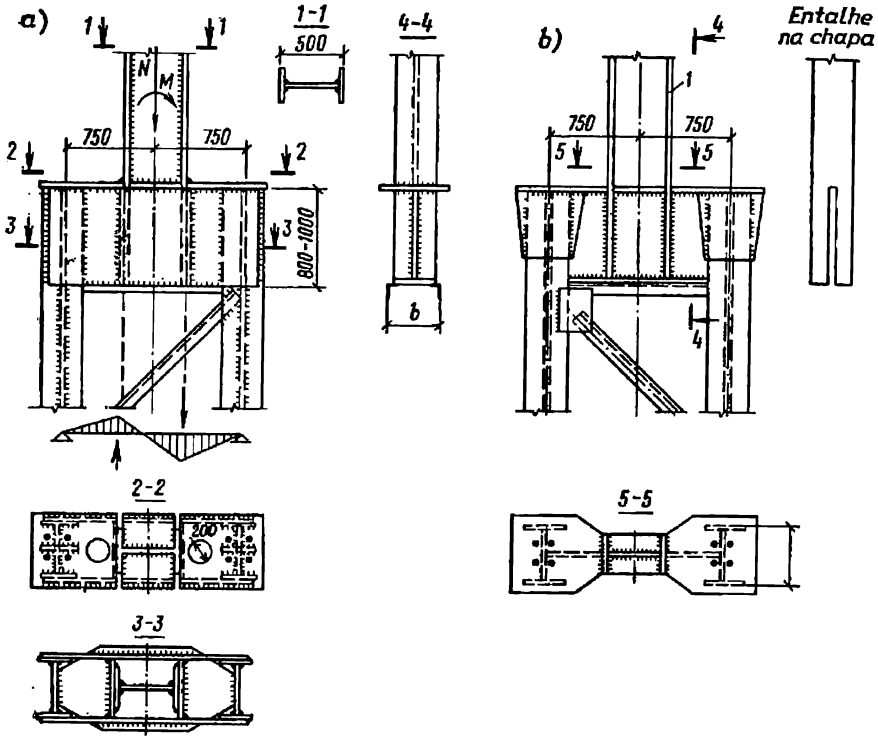


Fig. VIII.25. Fixação da parte do pilar situada acima do guindaste ao pilar treliçado que se encontra debaixo deste

perior do pilar à parte inferior treliçada com a ajuda de um travessão de duas almas (fig. VIII.25, *a*) e de uma só alma (fig. VIII.25, *b*).

O comprimento das juntas (costuras) (l_j na fig. VIII.24) indispensável para fixar o banzo interno da parte superior do pilar, determina-se de forma que o momento M e a força longitudinal N que atuam na parte superior do pilar, no local da sua fixação à parte inferior, sejam agüentados pelas juntas soldadas que fixam os banzos da parte superior do pilar; neste caso as juntas que fixam a alma são normalmente menosprezadas.

O esforço no banzo

$$N_j = N/2 + M/b \qquad \text{(VIII.44)}$$

transmite-se através de quatro juntas que ligam a peça *1* à alma da parte inferior do pilar (fig. VIII.24, *a*). A peça *1* tem uma ranhura que permite ajustá-la na alma da parte inferior do pilar (a largura da ranhura é 2—3 mm superior à espessura da chapa). Numa junta de montagem esta peça se faz separadamente da chapa do banzo e é soldada à parte inferior do pilar (fig. VIII.24, *b*).

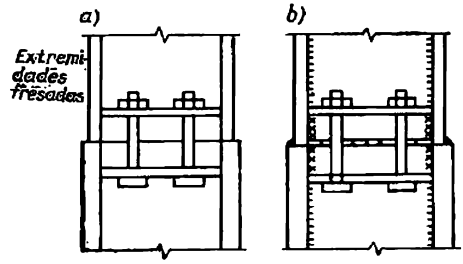


Fig. VIII.26. Juntas de montagem dos pilares de seção maciça

O ramo inferior treliçado do pilar fixa-se no ramo superior por um travessão (fig. VIII.25, *a* e *b*), que trabalha à flexão como uma viga com dois apoios; a sua resistência deve ser verificada. O diagrama dos momentos que se verificam no travessão está mostrado na fig. VIII.25, *a*. O travessão fixa-se nos ramos do pilar por juntas (costuras) contínuas e deve ser calculado para agüentar a reação de apoio. A fim de garantir a rigidez geral do nó de conjugação das partes superior e inferior do pilar é preciso instalar diafragmas horizontais ou nervuras de reforço.

A junta de montagem dos pilares de seção contínua que transmite, sobretudo, os esforços de compressão pode ser feita com a ajuda de faces fresadas (fig. VIII.26, *a*). Se o pilar transmite também o momento pode ser utilizada a junta soldada (fig. VIII.26, *b*) que não requer a fresagem das faces. A execução da junta soldada direta é possível se se garante a resistência igual do metal básico e do metal de solda. Supõe-se normalmente que nos pilares que trabalham, sobretudo, à compressão, é possível, apesar de tudo, o surgimento da tração em qualquer extremidade da seção. Por isso deve ser garantida a resistência da junta suficiente para agüentar a força de tração

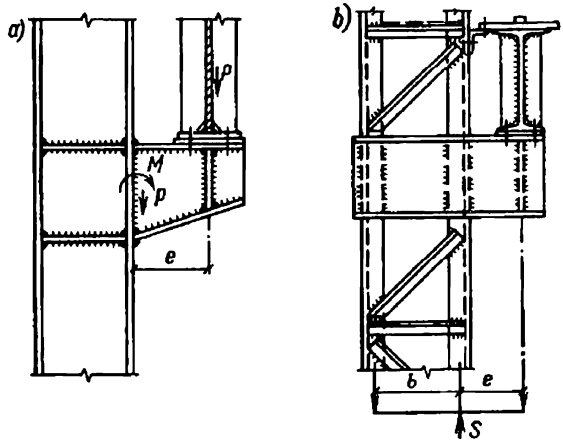


Fig. VIII.27. Apoio das vigas porta-guindaste numa consola

que se adota normalmente igual a 15% da força normal de compressão (se não existem, é claro, as forças de tração reais superiores a este valor).

As vigas porta-guindaste ascentam nos pilares de seção constante através de consolas feitas do ferro em T duplo soldado (que se faz de chapas, fig. VIII.27, *a*) ou de dois ferros em U (fig. VIII.27, *b*). A consola calcula-se para resistir ao momento originado pela pressão de dois guindastes, situados nas vigas porta-guindaste, um perto do outro: $M = Pe$, onde e é a distância desde o eixo da viga porta-guindaste até o ramo do pilar (fig. VIII.27).

As costuras que ligam a consola de uma só alma (fig. VIII.27, *a*) devem ser calculadas à ação do momento M e da força de corte P. As costuras que ligam a consola composta de dois ferros em U que abrangem o pilar (fig. VIII.27, *b*) devem ser calculadas à reação S, determinada como numa viga em balanço:

$$S = \frac{P(e+b)}{b}$$

§ 43. BASES DOS PILARES

1. Tipos e estruturas das bases

O objetivo de instalação da base (ou da sapata) do pilar é: a) distribuir a pressão concentrada do fuste do pilar sobre uma determinada área do fundamento; b) garantir a fixação da extremidade inferior do fuste do pilar no fundamento em conformidade com o esquema nominal adotado.

Existem dois tipos básicos de bases: articuladas e rígidas.

A base articulada mais simples para os pilares submetidos à compressão central é a base composta de uma placa de apoio grossa, feita de aço, em que se apoia a extremidade fresada do fuste (fig. VIII.28, *a*). A utilização das bases em que o esforço se transmite através da extremidade fresada do pilar é conveniente para os pilares com grandes cargas. Para os pilares leves utilizam-se as bases em que todo o esforço transmite-se para a placa através de juntas soldadas (fig. VIII.28, *b*).

O travessão de ligação (fig. VIII.28, *c*) serve para transmitir de uma maneira mais ou menos uniforme os fluxos de força do fuste para a placa o que aproxima o trabalho do pilar ao trabalho de uma «estampa» rígida que se apoia no fundamento. Ao mesmo tempo o travessão serve de apoio para a placa durante o seu trabalho à flexão causada pela pressão reativa (de apoio) do fundamento. O próprio travessão trabalha à flexão como uma viga em balanço duplo apoiada nos banzos ou ramos do pilar e solicitada com a pressão de apoio do fundamento.

Nos pilares contínuos submetidos à pressão excêntrica são instaladas bases rígidas que podem transmitir os momentos de flexão.

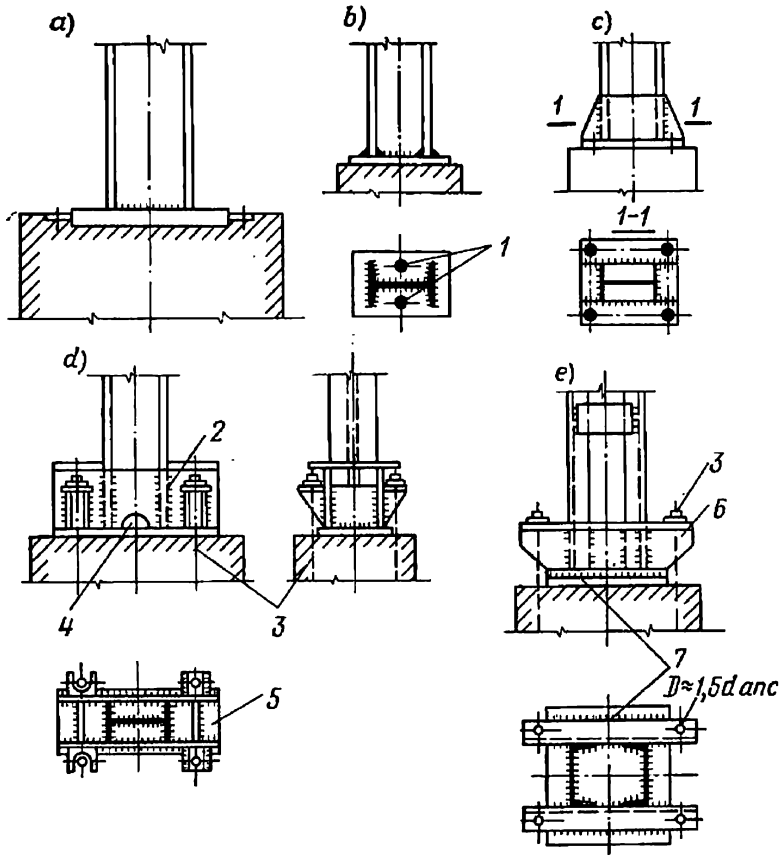


Fig. VIII.28. Tipos das bases dos pilares

1—orifícios para os parafusos de ancoragem; *2*—travessão feito de chapas; *3*—parafusos de ancoragem; *4*—orifícios para o escoamento de água; *5*—diagramas transversais; *6*—travessão feito de ferros em U; *7*—placa de apoio

Com esta finalidade o comprimento dos travessões deve ser aumentado no sentido em que atua o momento. Se os momentos de apoio são relativamente pequenos os travessões fazem-se de chapas com a espessura de 10—12 mm (fig. VIII.28, *d*) ou de ferros em U (fig. VIII. 28, *e*). Nos pilares que suportam cargas ainda maiores dos guindastes e os momentos de apoio grandes, as bases e os travessões devem ser desenvolvidos ainda mais.

Sob o ponto de vista de execução dos trabalhos de soldagem, são especialmente cômodas as sapatas de uma só alma reforçadas por nervuras (fig. VIII.29, *a*) ou contrafixas de chapa (fig. VIII.29, *b*). Estas últimas devem ser soldadas com as costuras de espessura mínima a fim de evitar o empenamento da placa de apoio. As sapatas de uma só alma utilizam-se com a maior freqüência nos pilares contínuos de seção constante. Entre os seus defeitos deve-se apontar a rigidez insuficiente no plano perpendicular ao plano da armação.

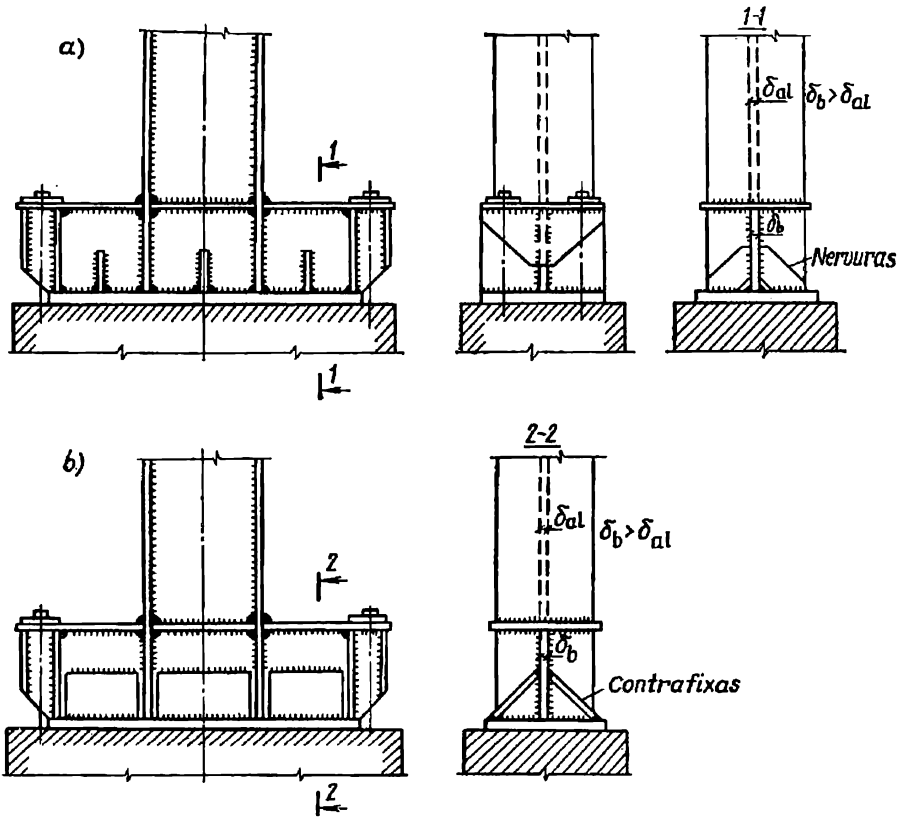


Fig. VIII.29. Sapatas abertas de uma só alma

Nos pilares contínuos de seção variável é muito comum a sapata soldada com os travessões isolados, que tem uma só alma nos limites da parede e duas almas, junto dos ramos (fig. VIII.30).

Nos pilares treliçados dos prédios industriais utilizam-se normalmente as bases compostas de duas sapatas isoladas ligadas por tirantes de cantoneiras (fig. VIII.31). Quando a distância entre os ramos é grande as sapatas deste tipo são mais econômicas do que as sapatas contínuas.

As sapatas são fixadas nos fundamentos com a ajuda de parafusos (pinos) de ancoragem encastrados no fundamento no processo de concretagem. Quando se trata dos pilares submetidos à compressão central o cálculo dos parafusos de ancoragem pode ser dispensado e as suas dimensões são escolhidas na base de razões técnicas (d = 22... ...26 mm).

Nos pilares encastrados, submetidos à flexão, os parafusos de ancoragem trabalham à tração devida ao momento de flexão. Neste caso o seu diâmetro e o comprimento são determinados por meio do cálculo.

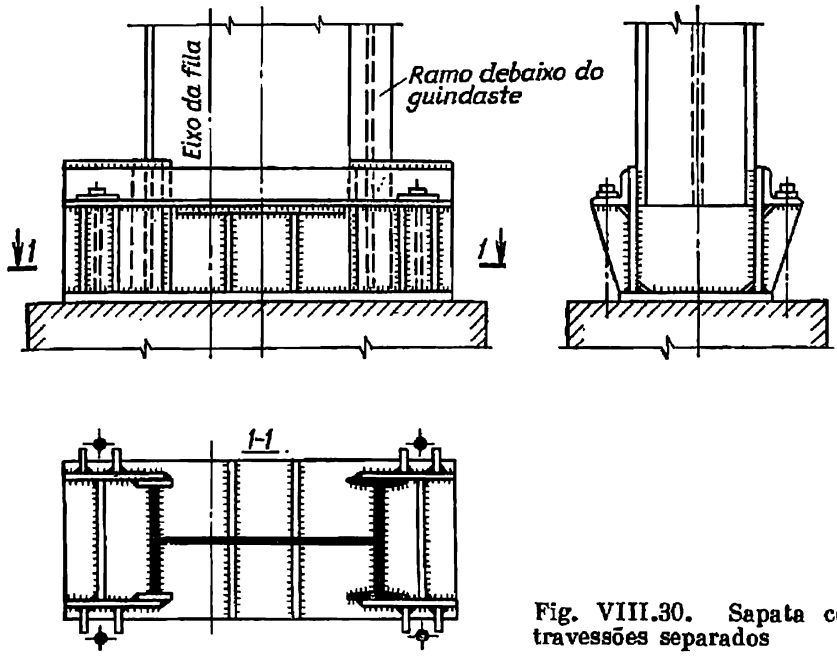


Fig. VIII.30. Sapata com travessões separados

No plano, o traçamento dos pinos de ancoragem deve ser efetuado mediante o emprego de condutores rígidos e verificado com instrumentos geodésicos. Os orifícios que se fazem na sapata para os pinos de ancoragem têm normalmente o diâmetro superior ao dos pinos; depois estes orifícios são fechados com as arruelas de montagem soldadas à sapata após o estabelecimento do pilar na posição prevista pelo projeto. Depois da instalação dos pilares as bases são concretadas a fim de preservá-las contra a corrosão.

2. Cálculo e projeção das bases

Cálculo da placa de apoio e do travessão do pilar submetido à compressão central

As dimensões da placa de apoio de um pilar submetido à compressão central são determinadas na base da resistência nominal do material do fundamento à mutilação local R^c_{mut}. A área mínima da placa

$$F_{pl} \geqslant N/R^c_{mut}, \qquad \text{(VIII.45)}$$

sendo N o esforço nominal do pilar.

A resistência nominal de um fundamento de concreto armado à mutilação é

$$R^c_{mut} = R^c_{red}\psi = R^c_{red}\sqrt[3]{F_t/F_{pl}}, \qquad \text{(VIII.46)}$$

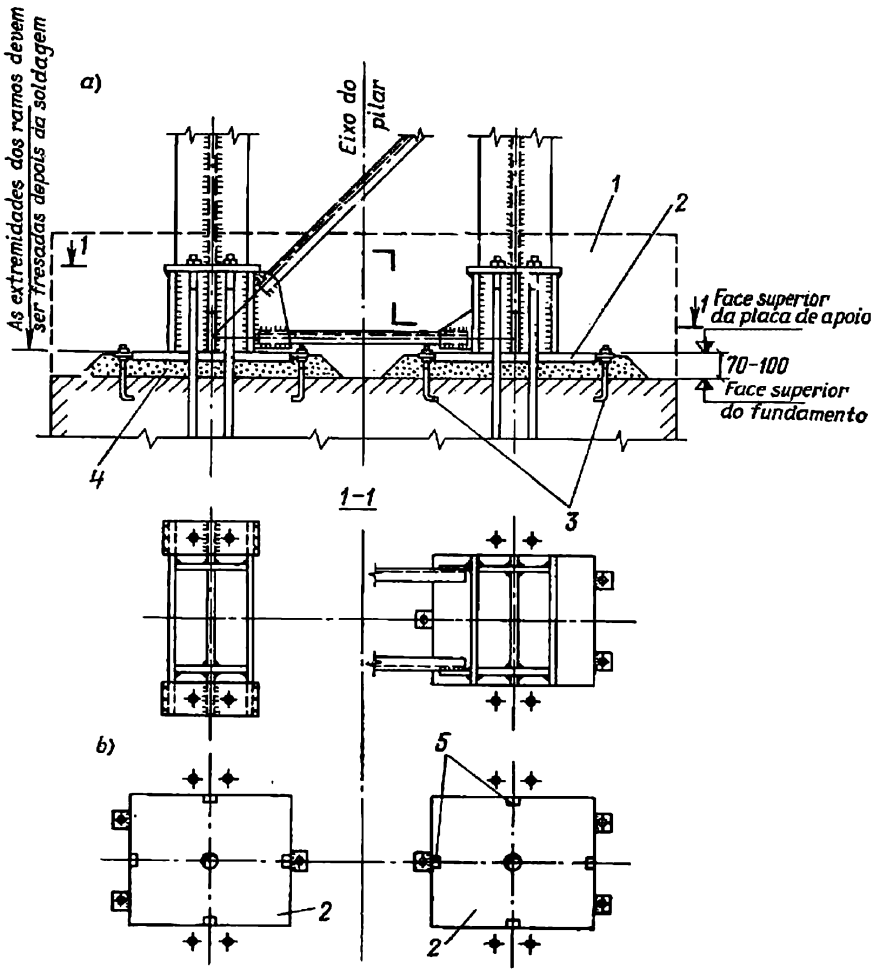


Fig. VIII.31. Estrutura da base para a montagem dos pilares sem uma verificação especial

a—estrutura da base; *b*—instalação das placas de apoio; *1*—concretagem da base; *2*—placa de apoio; *3*—parafusos de montagem; *4*—cimento; *5*—riscas de instalação

onde R^{c}_{red} é a resistência nominal do concreto à compressão (0,44 kN/cm² para o concreto da marca 100 e 0,65 kN/cm² para o concreto da marca 150);

F_f, área do fundamento ao nível do apoio da base;

F_{pl}, área da placa de apoio; o valor de ψ não deve ser superior a 2.

Calculada a área necessária da placa faz-se a projeção da sapata adotando-se a largura da placa B um pouco superior à largura do pilar.

A placa trabalha à flexão originada por uma carga uniformemente distribuída (da pressão de apoio do fundamento) $q = \sigma_c = N/LB$, sendo que vários setores da placa sofrem diversas formas da flexão.

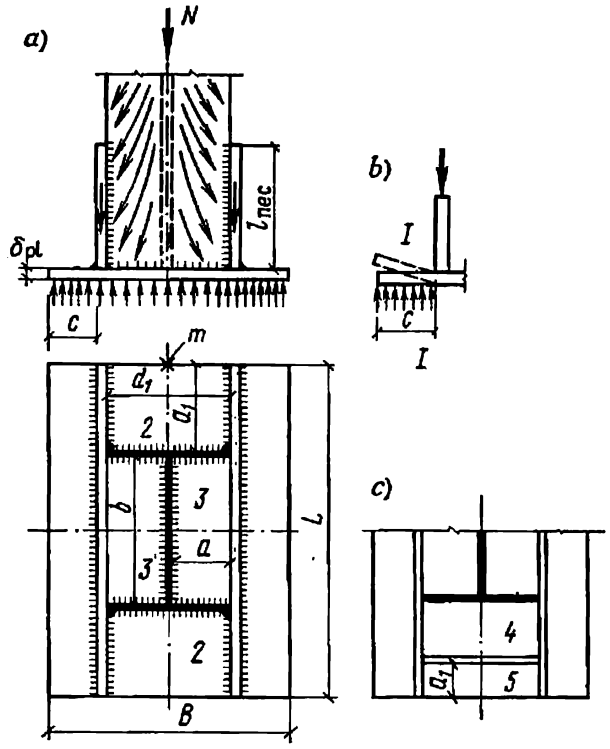


Fig. VIII.32. Cálculo da placa de apoio de um pilar submetido à compressão central

Na fig. VIII.32, *a* está mostrada a placa em que se pode destacar três setores diferentes. O primeiro setor da placa (marcado com o número *1*) trabalha como uma consola e deve ser calculado como tal (fig. VIII.32, *b*). Para isso destaca-se uma faixa com a largura de 1 cm e determina-se o momento na seção *I—I*:

$$M = (\sigma_c c^2)/2. \qquad \text{(VIII.47)}$$

O terceiro setor da placa (designado com o número *3*) trabalha como uma placa apoiada de quatro lados e solicitada de baixo com a mesma carga uniformemente distribuída $q = \sigma_c$. Esta placa retangular, em que o momento máximo verifica-se no seu centro, calcula-se com a ajuda de tabelas compostas pelo académico V. G. Galerkin na base das fórmulas:

$$M_a = \alpha_1 q a^2; \quad M_b = \alpha_2 q a^2. \qquad \text{(VIII.48)}$$

Aqui M_a e M_b são os momentos calculados para as faixas com a largura de 1 cm no sentido das dimensões *a* e *b*;

a, comprimento do lado mais curto do retângulo;

α_1 e α_2, coeficientes adotados pela tabela VIII.10 de acordo com a relação entre o lado *b* (que é mais comprido) e o lado *a* (fig. VIII.32, *a*).

Se $b/a > 2$ o momento pode ser determinado para a faixa recortada ao longo do lado curto da mesma forma que numa viga de um só vão (ver a tabela VIII.10, última coluna).

Tabela VIII.10

Coeficientes α_1, α_2 e α_3 para o cálculo à flexão das placas retangulares apoiadas de quatro ou três lados

Placas apoiadas de quatro lados	Relação dos lados b/a	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
	α_1	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081
	α_2	0,048	0,049	0,05	0,05	0,05	0,05
Placas apoiadas de três lados	Relação dos lados a_1/d_1	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
	α_3	0,06	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112

Continuação

Placas apoiadas de quatro lados	Relação dos lados b/a	1,6	1,7	1,8	1,9	2	Mais de 2
	α_1	0,086	0,091	0,094	0,098	0,1	0,125
	α_2	0,049	0,048	0,048	0,047	0,046	0,037
Placas apoiadas de três lados	Relação dos lados a_1/d_1	1,2	1,4	2	Mais de 2	—	—
	α_3	0,12	0,126	0,132	0,133	—	—

d_1, comprimento da borda livre.

Partindo da suposição de que as extremidades da placa estão encastradas elasticamente pode-se diminuir em 20% os momentos calculados pela fórmula (VIII.48) ou como numa viga de um só vão.

O segundo setor da placa (designado com o número 2) trabalha como placa apoiada de três lados. O local mais perigoso desta placa é o centro da sua borda livre (ponto m na fig. VIII.32). O momento nesta seção vem a ser

$$M_3 = \alpha_3 q d_1^2, \qquad \text{(VIII.49)}$$

onde α_3 é o coeficiente adotado pela tabela VIII.10;
d_1, o comprimento da borda livre da placa.

Se $a_1/d_1 < 0{,}5$ a placa verifica-se como consola.

A espessura da placa determina-se na base do momento máximo, calculado pelas fórmulas (VIII.47)—(VIII.49).

A placa deve ter a espessura suficiente para transmitir uniformemente as cargas para o concreto sem se flexionar (fig. VIII.32, *b*), isto é, a sapata deve trabalhar como uma estampa rígida.

O momento de resistência de uma placa com a espessura δ_{pl} e largura 1 cm é $W_{pl} = (1 \cdot \delta_{pl}^2)/6$.

Utilizando a tensão total na placa igual à resistência nominal podemos anotar

$$\sigma = M/W_{pl} = (6\ M)/\delta_{pl}^2 = R,$$

daí

$$\delta_{pl} = \sqrt{(6M)/R}. \qquad \text{(VIII.50)}$$

No processo de projeção da base deve-se procurar fazer com que as espessuras em diversos setores da placa, determinadas pelas fórmulas (VIII.47)—(VIII.49) sejam bastante próximas. Isto pode ser alcançado mediante a variação das dimensões *a*, *b* e *c*. Por exemplo, na fig. VIII.32, *c* a colocação do diafragma divide o setor *3* (em baixo) em dois: setor *4* apoiado de quatro lados e setor *5* apoiado de três lados, sendo a dimensão menor do que a_1.

Normalmente a espessura da placa de apoió adota-se igual a 16... ... 40 mm (exceto as placas dos pilares com as extremidades fresadas, pois neste caso a espessura pode ser maior).

A altura do travessão determina-se de acordo com a disposição das juntas soldadas através das quais os esforços são transmitidos do fuste do pilar para o travessão.

Cálculo da placa de apoio e dos parafusos de ancoragem de um pilar submetido à compressão excêntrica

A sapata de um pilar submetido à compressão excêntrica exerce pressão irregular sobre a superfície do fundamento. A placa da sapata comprime o fundamento no sentido de ação do momento, enquanto do outro lado verifica-se a sua tendência de se desprender da superfície do fundamento (fig. VIII.33), o que é impedido pelos parafusos de ancoragem.

No processo de projeção adota-se em primeiro lugar a largura *B* da placa na base. O comprimento *L* da placa determina-se de forma que a tensão máxima no fundamento junto da extremidade da placa $\sigma_{c\,max}$ seja inferior à resistência nominal do concreto à mutilação

$$\sigma_{c\,max} = N/F + M/W = N/(BL) + 6M/(BL^2) \leqslant R_{mut}^c. \qquad \text{(VIII.51)}$$

Neste caso a tensão de tração mínima que se verifica junto da extremidade oposta da placa é

$$\sigma_{c\,min} = N/F - M/W = N/(BL) - 6M/(BL^2). \qquad \text{(VIII.52)}$$

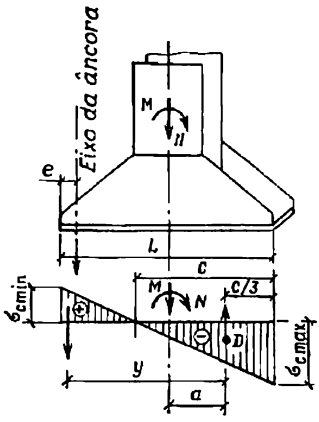


Fig. VIII.33. Cálculo dos parafusos de ancoragem

Para a determinação de N e M escolhe-se a combinação mais desvantajosa de cargas.

Ao resolver a equação (VIII.51) relativamente a L pode-se determinar o comprimento necessário da placa na base da largura B adotada para a placa e da resistência nominal dada do concreto R^{c}_{mut}:

$$L = \frac{N}{2BR^{c}_{mut}} + \sqrt{\left(\frac{N}{2BR^{c}_{mut}}\right)^2 + \frac{6M}{BR^{c}_{mut}}}. \quad \text{(VIII.53)}$$

Depois da determinação de L e B faz-se a projeção da base e a determinação da espessura da placa.

No processo de determinação da espessura da placa supõe-se (o que aumenta um tanto a reserva da resistência) que a placa está solicitada com a carga uniformemente distribuída $q = \sigma_{c\,max}$. Pode ser feita a exceção somente para os setores médios da placa que podem ser calculados a uma carga distribuída uniformemente e igual à tensão máxima que corresponde à extremidade do setor dado.

No cálculo dos parafusos de ancoragem parte-se da suposição de que a força de tração Z determinada pela zona tendida do diagrama das tensões (fig. VIII.33) é agüentada totalmente pelos parafusos de ancoragem.

Por isso, ao compor a equação de equilíbrio relativamente ao centro de gravidade da zona triangular comprimida do diagrama das tensões, isto é, relativamente ao ponto de aplicação da resultante D, obtemos

$$M - Na - Zy = 0.$$

Daí o esforço total Z em todos os parafusos de ancoragem que se encontram de um só lado da sapata vem a ser:

$$Z = \frac{M - Na}{y}, \quad \text{(VIII.54)}$$

e respectivamente a área geral da seção destes parafusos de ancoragem (contando pela rosca) é

$$F^{an}_{liq} \geqslant \frac{Z}{R^{an}_{t}} = \frac{M - Na}{yR^{an}_{t}}, \quad \text{(VIII.55)}$$

onde R^{an}_{t} é a resistência nominal dos parafusos de ancoragem à tração adotada igual a 14 kN/cm² para os parafusos feitos de aço 3.

Ao projetar a base é preciso cuidar de que a porca possa ser virada facilmente quando do aperto dos parafusos. Por isso a distância mínima do eixo do parafuso até o travessão deve ser adotada de preferência igual a 1,5 d (sendo d o diâmetro do parafuso). Os parafusos de

Tabela VIII.11

Dimensões normais dos parafusos de ancoragem

Diâmetro externo do parafuso, d, mm	Área da seção líquida (pela rosca), cm²	Comprimento do encastramento do parafuso de ancoragem, mm			Dimensão da arruela c	Esforço nominal máximo admissível para o parafuso, kN (quando R_n = =14 kN/cm²)
		sem a arruela de apoio (fig. VIII.34, *a* e *b*)		com a arruela de apoio (fig. VIII. 34, *c*) l_3		
		l_1	l_2			
20	2,25	700	—	—	—	31,5
22	2,81	750	—	—	—	39,4
24	3,24	850	—	—	—	45,4
27	4,27	950	—	—	—	59,8
30	5,18	1050	—	—	—	72,5
36	7,58	1250	—	700	160×16	106
42	10	1450	—	800	200×20	140
48	13,4	—	1450	850	240×25	187
56	18,75	—	1650	1000	240×25	262
64	24,65	—	1850	1100	280×30	345
72	31,6	—	2000	1250	280×30	442
76	35,8	—	2100	1350	320×30	501

ancoragem são colocados fora da placa de apoio para que no processo de montagem o pilar possa ser deslocado em todos os sentidos (em cerca de 20 mm) para coincidir com o eixo.

A altura do travessão escolhe-se de acordo com a disposição das juntas de soldagem que ligam o fuste do pilar ao travessão.

Exemplo VIII.4. Calcular a estrutura da base de um pilar treliçado (fig. VIII.35). Adotamos no pilar os mesmos esforços nominais máximos que no exemplo VIII.3: $M = -2205$ kN·m; $N = 2684$ kN; $M = +2219$ kN·m; $N = 1324$ kN.

São seguintes os esforços nos ramos do pilar (ver o exemplo VIII.3): no ramo porta-guindaste $N_{r.g} = 3080$ kN, no ramo externo $N_{r.ex} = 2540$ kN.

A combinação nominal de esforços no pilar para o cálculo dos parafusos de ancoragem (devido à carga constante e à carga do vento): $M = -1591$ kN·m; $N = 718$ kN.

A resistência nominal do concreto de marca 150 no caso de mutilação local determina-se pela fórmula (VIII.46)

$$R^c_{mut} = \psi R^c_{red} \approx 1{,}2 \cdot 0{,}65 = 0{,}78 \text{ kN/cm}^2.$$

O material da base do pilar é o aço BCт3; os eletródios são do tipo Э42.

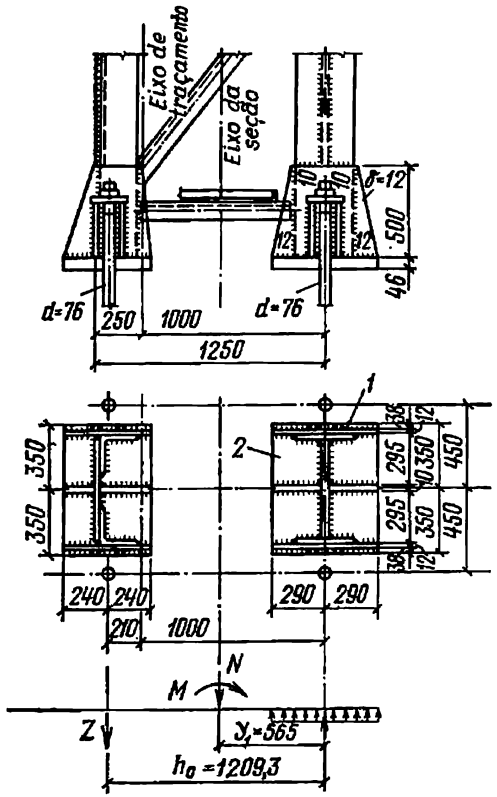


Fig. VIII.35. Exemplo VIII.4

Determinamos as dimensões das placas de apoio situadas debaixo dos ramos do pilar. Para isso determinamos inicialmente a área necessária das placas de apoio pela fórmula (VIII.45):

$$F_{pl}^{nec} = N_{r\ g}/R_{mut}^{c} = \frac{3080}{0{,}78}\ cm^2 = 3950\ cm^2;$$

$$F_{pl}^{nec} = N_{r.\,ex}/R_{mut}^{c} = \frac{2540}{0{,}78}\ cm^2 = 3260\ cm^2.$$

Adotamos as dimensões das placas de apoio partindo da área e da largura necessária dos ramos, acrescentando 50 mm de cada lado ao longo da largura do ramo:

$$F_{pl}^{r.\,g} = 70 \cdot 58\ cm^2 = 4060\ cm^2; \quad F_{pl}^{r.\,ex} = 70 \cdot 48\ cm^2 = 3360\ cm^2.$$

A tensão real sob as placas de apoio será:

$$\sigma_c^{r.g} = \frac{N_{r.\,g}}{F_{pl}^{r.\,g}} = \frac{3080}{4060}\ kN/cm^2 = 0{,}758\ kN/cm^2 < R_{mut}^{c} = 0{,}78\ kN/cm^2;$$

$$\sigma_c^{r.\,ex} = \frac{N_{r.\,ex}}{F_{pl}^{r.\,ex}} = \frac{2540}{3360} = 0{,}755\ kN/cm^2 < R_{mut}^{c} = 0{,}78\ kN/cm^2.$$

Determinamos a espessura necessária da placa do ramo porta-guindaste partindo da condição do seu trabalho à flexão.

No setor *1* a placa trabalha como consola solicitada pela carga distribuída em forma da pressão de reação do concreto $q = \sigma_c$ (fig. VIII.35); pela fórmula (VIII.47)

$$M_1 = \frac{\sigma_c c^2}{2} = \frac{0{,}758 \cdot 3{,}8^2}{2}\ \text{kN} \cdot \text{cm} = 5{,}48\ \text{kN} \cdot \text{cm}.$$

No setor *2* a placa está apoiada de três lados e também está solicitada por uma carga uniformemente distribuída $q = \sigma_c$.

Pela fórmula (VIII.49) determinamos o momento de flexão no setor da placa apoiado de três lados

$$M_2 = \alpha_3 \sigma_c b^2 = 0{,}111 \cdot 0{,}758 \cdot 29{,}5^2 = 73{,}2\ \text{kN} \cdot \text{cm};$$

neste caso o coeficiente $\alpha_3 = 0{,}111$ foi adotado pela tabela VIII.10 na base da relação $a_1/d_1 = 29/29{,}5 = 0{,}98$.

Sabendo o momento de flexão máximo na placa determinamos por meio dele a espessura da placa (pela fórmula VIII.50)

$$\delta_{pl} = \sqrt{\frac{6M}{R}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 73{,}2}{17}}\ \text{cm} = 5\ \text{cm}.$$

Adotamos a placa com a espessura de 50 mm (para o aço BCr3 quando $\delta > 40$ mm $R = 17$ kN/cm²).

Calculamos o travessão. Adotamos a sua altura igual a 500 mm, espessura, igual a 12 mm e verificamos a resistência do travessão à flexão e cisalhamento:

$$q_{tr} = \sigma_c d_{tr} = 0{,}758\,(3{,}8 + 1{,}2 + 29{,}5/2) = 14{,}9\ \text{kN/cm};$$

$$M_{tr} = \frac{q_{tr} a^2}{2} = \frac{14{,}9 \cdot 13^2}{2}\ \text{kN} \cdot \text{cm} = 1260\ \text{kN} \cdot \text{cm};$$

$$Q_{tr} = q_{tr} a = 14{,}9 \cdot 13\ \text{kN} = 194\ \text{kN};$$

$$W_{tr} = \frac{\delta_{tr} h_{tr}^2}{6} = \frac{1{,}2 \cdot 50^2}{6}\ \text{cm}^3 = 500\ \text{cm}^3;$$

$$\sigma = \frac{M_{tr}}{W_{tr}} = \frac{1260}{500}\ \text{kN/cm}^2 = 2{,}52\ \text{kN/cm}^2 < R = 21\ \text{kN/cm}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_{tr}}{h_{tr} \delta_{tr}} = \frac{194}{50 \cdot 1{,}2}\ \text{kN/cm}^2 = 3{,}23\ \text{kN/cm}^2 < R_{cis} = 13\ \text{kN/cm}^2.$$

Determinamos a espessura das juntas que ligam o travessão ao banzo do pilar, adotando o comprimento nominal da junta $l_j = 50 - 2 = 48$ cm (2 cm é a diminuição do comprimento devido à penetração insuficiente da solda nas extremidades da junta);

$$h_j \geqslant \frac{q_{tr} L}{2 \cdot 0{,}7 l_j R_{ang}^{sol}} = \frac{14{,}9 \cdot 58}{2 \cdot 0{,}7 \cdot 48 \cdot 15}\ \text{cm} = 0{,}86\ \text{cm};$$

adotamos $h_j = 10$ mm.

Determinamos a espessura das juntas que ligam o travessão à placa

$$h_j \geqslant \frac{q_{tr} L}{0{,}7 \Sigma l_j R_{ang}^{sol}} = \frac{14{,}9 \cdot 58}{0{,}7\,[(58-2) + 2\,(13-2)]\,15}\ \text{cm} = 1{,}05\ \text{cm};$$

adotamos $h_j = 12$ mm.

Calculamos a nervura da base que reforça a placa.

A altura da nervura é 600 mm, a sua espessura é 10 mm. Verificamos a resistência da nervura à flexão e ao cisalhamento

$$q_n = \sigma_c d_n = 0{,}758\,(29{,}5+1)\ \text{kN/cm} = 23{,}20\ \text{kN/cm};$$

$$M_n = \frac{q_n a^2}{2} = \frac{23{,}2 \cdot 29^2}{2}\ \text{kN}\cdot\text{cm} = 9750\ \text{kN}\cdot\text{cm};$$

$$Q_n = q_n a = 23{,}2 \cdot 29\ \text{kN} = 673\ \text{kN};$$

$$W_n = \frac{\delta_n h_n^2}{6} = \frac{1 \cdot 60^2}{6}\ \text{cm}^3 = 600\ \text{cm}^3;$$

$$\sigma = M_n/W_n = \frac{9750}{600}\ \text{kN/cm}^2 = 16{,}3\ \text{kN/cm}^2 < R = 21\ \text{kN/cm}^2;$$

$$\tau = \frac{Q_n}{h_n \delta_n} = \frac{673}{60 \cdot 1}\ \text{kN/cm}^2 = 11{,}2\ \text{kN/cm}^2 < R_{cis} = 13\ \text{kN/cm}^2.$$

Calculamos as juntas soldadas que ligam a nervura ao banzo do pilar. A nervura é ligada ao banzo por duas juntas soldadas $h_j = 10$ mm. As juntas sofrem a ação da força de cisalhamento e do momento, por isso no cálculo de verificação utilizamos a tensão resultante

$$\sigma_j = M_n/W_j = 975/785 = 12{,}4\ \text{kN/cm}^2,$$

onde

$$W_j = \frac{2 \cdot 0{,}7 h_j l_j^2}{6} = \frac{2 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot 58^2}{6} = 785\ \text{cm}^3;$$

$$\tau_j = \frac{Q_n}{2 \cdot 0{,}7 h_j l_j} = \frac{673}{2 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot 58}\ \text{kN/cm}^2 = 8{,}3\ \text{kN/cm}^2;$$

$$\sigma_{res} = \sqrt{\sigma_j^2 + \tau_j^2} = \sqrt{12{,}4^2 + 8{,}3^2} = 14{,}9\ \text{kN/cm}^2 < R_{ang}^{sol} = 15\ \text{kN/cm}^2.$$

Determinamos a espessura das juntas (costuras) que ligam a nervura da base à placa:

$$h_j \geqslant \frac{Q_n}{2 \cdot 0{,}7 l_j R_{ang}^{sol}} = \frac{673}{2 \cdot 0{,}7\,(29-1-2)\,15} = 1{,}23\ \text{cm};$$

adotamos $h_j = 1{,}4$ cm.

Os parafusos de ancoragem são calculados para resistir à combinação especial de esforços (ver os dados iniciais do exemplo): $N = 718$ kN e $M = 1591$ kN·m.

Determinamos o esforço total em todos os parafusos de ancoragem que correspondem a um só ramo do pilar (fórmula VIII.54):

$$Z = N_r = \frac{M - N \cdot y_1}{h_0} = \frac{1591 \cdot 10^2 - 718 \cdot 56{,}5}{120{,}93}\ \text{kN} = 982\ \text{kN}.$$

Pela fórmula VIII.55 determinamos a área necessária dos parafusos de ancoragem

$$F_{liq}^{an} = Z/R_n^{an} = 982/14\ \text{cm}^2 = 70{,}2\ \text{cm}^2.$$

Pela tabela VIII.11 adotamos dois parafusos com o diâmetro $d = 76$ mm e área $F = 2 \cdot 35{,}8 = 71{,}6$ cm², o comprimento do encastramento do parafuso no concreto é $l_3 = 1350$ mm.

CAPÍTULO IX

OSSATURA DE AÇO DE UM PRÉDIO INDUSTRIAL DE UM SÓ ANDAR

§ 44. INFORMAÇÕES GERAIS

A ossatura de aço de um prédio industrial é a estrutura portante básica que agüenta a carga das estruturas que cercam o prédio, cargas atmosféricas, cargas devidas aos guindastes e em alguns casos cargas originadas por diversos tipos do equipamento tecnológico e dos locais de trabalho.

Antes de dar início à projeção do prédio industrial convém certificar-se de que nesta obra vale a pena utilizar o aço.

As esferas de aplicação do aço e do concreto armado na construção industrial são determinadas basicamente pelas «Regras técnicas de despesa econômica dos materiais de construção básicas» (RT 101-73).

Ao iniciar a projeção de um prédio industrial é preciso logo na fase de composição do anteprojeto obter várias informações de caráter tecnológico e gerais referentes ao método da futura exploração da obra.

As informações tecnológicas dão uma idéia a respeito do processo de produção, disposição das vias férreas e vias dos guindastes na oficina, capacidade de carga dos guindastes, gabaritos do equipamento, cargas temporárias e suas influências dinâmicas, instalações subterrâneas, locais especiais de trabalho e de reparações, passagens, escadas, seqüência da construção, possibilidades de ampliação das oficinas, situação dos refeitórios, vestuários e outras dependências.

As informações referentes à obra em geral dizem respeito ao local da oficina na planta geral, nível do chão, dados sobre o solo e nível das águas subterrâneas, sobre a resistência nominal do solo, materiais de construção locais, iluminação, ventilação, calefação, etc.

A obra projetada deve satisfazer as exigências de exploração, ou seja, ter a resistência suficiente e a rigidez espacial necessária. Em cada prédio industrial devem ser criadas condições normais para os trabalhadores (a oficina deve ser clara, bem aquecida e ventilada)

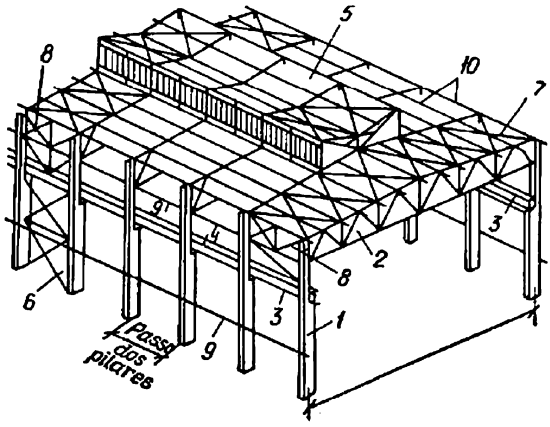


Fig. IX.1. Elementos básicos da ossatura de aço de um prédio industrial
1—pilar da armação; *2*—armação do telhado (contranível treliçado da armação); *3*—vigas porta-guindaste; *4*—viga de freio; *5*—clarabóia; *6*—tirantes verticais entre os pilares; *7*—tirantes horizontais da cobertura; *8*—tirantes verticais da cobertura; *9*—ossatura da parede; *10*—traves

e para a exploração do equipamento da oficina: rigidez necessária das vias dos guindastes, possibilidade de limpar as superfícies das janelas, escoadouros bons de água, funcionamento seguro dos portões, janelas e portas, escolha correta do tipo do chão, etc.

A obra deve ter a massa mínima e deve ser projetada de forma a exigir as despesas mínimas do trabalho e do tempo para a sua construção o que se determina pela escolha do esquema mais racional da obra. É preciso também que o material seja utilizado da melhor forma possível o que se consegue, em particular, por uma certa concentração dele. Se no esquema da obra o metal foi concentrado em alguns elementos mais potentes que agüentam grandes esforços, então a obra resulta mais econômica no que diz respeito à despesa do metal, devido à diminuição da massa dos elementos secundários e graças à diminuição da flexibilidade e do aumento do coeficiente φ nos elementos comprimidos. A capacidade portante destes elementos cresce mais rapidamente do que a sua massa. Este princípio é denominado princípio de concentração do metal. Pode servir na qualidade de um exemplo histórico a passagem das armações com muitas diagonais ou treliças para as armações com a treliça triangular.

Para industrializar mais a fabricação e a montagem das estruturas e diminuir o trabalho requerido para a sua produção é preciso que na estrutura haja um número possivelmente maior de elementos iguais e que a sua forma seja mais simples possível, o que acelera consideravelmente a construção.

Todos os prédios industriais podem ser divididos em prédios de um só andar e de vários andares. Os prédios do primeiro tipo são os mais utilizados; eles dividem-se em prédios de um só vão e de vários vãos.

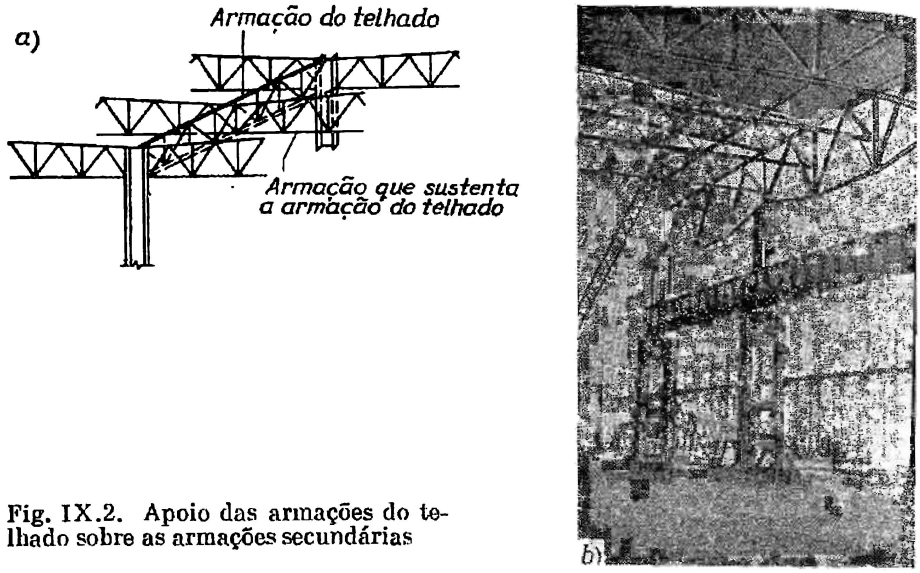


Fig. IX.2. Apoio das armações do telhado sobre as armações secundárias

Elementos básicos da ossatura de aço portante de um prédio industrial (fig. IX.1) que agüenta quase todas as cargas existentes são as armações transversais planas formadas por pilares e armações do telhado (contraníveis). Os elementos da ossatura, isto é, vigas porta-guindaste, contraníveis da carcaça da parede, traves do telhado e claraboias apoiam-se no sentido longitudinal nas armações transversais. A ossatura do prédio deve ter a rigidez espacial o que se consegue mediante a instalação de tirantes longitudinais e transversais e, quando é necessário, mediante a fixação rígida do contranível da armação nos pilares.

Nas oficinas de vários vãos, quando os pilares das filas intermediárias estão dispostas raramente, as armações de telhado apoiam-se nas armações secundárias instaladas ao longo de fila longitudinal de pilares (fig. IX.2). Nas filas intermediárias de pilares as armações secundárias e as vigas porta-guindaste são orientadas no mesmo sentido. Para conseguir a concentração maior do metal em alguns casos é possível a instalação de uma só armação que desempenha as funções da armação do telhado e da armação em que assenta o guindaste (fig. X.6); o seu banzo inferior é composto então de vigas porta-guindaste.

O telhado destinado para defender o prédio contra as influências atmosféricas juntamente com as estruturas que o apoiam, armações do telhado, armações secundárias, vigas-mestras, claraboias, etc. chama-se cobertura. São seguintes as cargas básicas que exercem influência sobre as estruturas da cobertura: a carga permanente, isto é, o próprio peso e uma única carga de pouca duração, a neve.

As estruturas que reforçam a parede ou são elementos portantes para alguns dos seus setores são denominadas armação de rótula. São

seguintes as cargas básicas aplicadas aos elementos da armação de rótula: no sentido vertical é o peso da parede e no sentido horizontal, a carga do vento.

A armação transversal está solicitada por uma carga permanente, o próprio peso e por cargas de pouca duração: o vento, a neve e os guindastes. Quando se leva em consideração a ação simultânea de várias cargas de pouca duração, os seus esforços são multiplicados pelo coeficiente de combinação, $n_c = 0{,}9$. A carga originada pelo guindaste é composta da pressão vertical dos guindastes e forças horizontais de frenagem que atuam nos sentidos horizontal e vertical. As vigas horizontais de frenagem servem para agüentar as forças de frenagem transversal que atuam sobre as vigas porta-guindaste; os tirantes verticais entre os pilares servem para agüentar as forças de frenagem longitudinal.

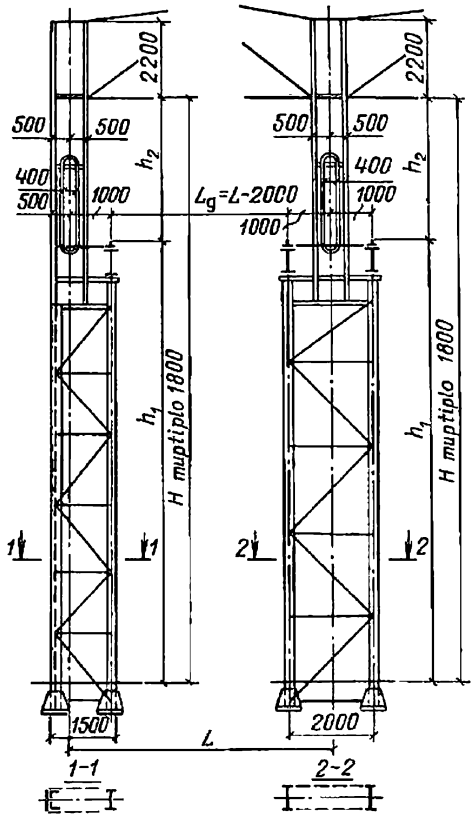


Fig. IX.3. Dimensões gerais ao longo da altura da oficina. Distribuição dos pilares no plano horizontal com passagens nas oficinas com o regime de trabalho pesado

As dimensões gerais da oficina, o vão (ver a fig. IX.1), a altura até o nível da cabeça do trilho em que se desloca o guindaste h_1 (fig. IX.3) e a altura total da oficina até a parte inferior do contranível da armação H, são adotadas de acordo com os gabaritos do equipamento e do caráter do processo tecnológico da oficina que se projeta. Em conformidade com as regras gerais de unificação, nos prédios em que existem guindastes de ponte a distância desde o nível do chão até a parte inferior das estruturas portantes da cobertura deve ser múltipla de 1,2 m (o que é igual à largura do painel de que se compõe a parede), quando esta altura não ultrapassa 10,8 metros; nos demais casos, ela deve ser múltipla de 1,8 m (fig. IX.3). O gabarito de passagem livre do guindaste sobre a cabeça do trilho da via do guindaste H_g adota-se para os guindastes de ponte na base de GOST. A altura da oficina até a parte inferior do contranível H é a soma da altura desde o nível do chão até a cabeça do trilho do guin-

daste, h_1, da altura h_2 que inclui o gabarito do guindaste H_g, mais 200—250 mm que se acrescentam a fim de neutralizar a possível flexão das armações do telhado e dos tirantes dos banzos inferiores mais a altura correspondente à estrutura habitual de ligação destes tirantes com os banzos das cantoneiras que sobressaem para baixo (ver a fig.IX.12).

A escolha do esquema dos prédios de um só vão e de varios vãos depende de diversos fatores, entre os quais os mais importantes são: as cargas originadas por guindastes; o regime de trabalho dos guindastes da oficina em geral; altura da oficina; cargas devidas à cobertura (tipo do telhado, neve); número de vãos.

Em conformidade com estes critérios todas as oficinas podem ser divididas em três grupos: leves, de potência média e pesadas.

Uma importância especial, particularmente para as empresas metalúrgicas, tem o regime de trabalho da oficina que se caracteriza até um certo ponto pelo regime dado do trabalho dos guindastes. Como regra, nas oficinas com os guindastes que trabalham em regime pesado e muito pesado, a produção é contínua e os reparos dos guindastes e das suas vias devem ser executados sem a interrupção do processo de produção. Isto torna ainda mais severas certas exigências técnicas, pois o reparo das peças ou das suas juntas é bastante difícil.

Nas oficinas com os guindastes de regime pesado de trabalho nas partes superiores dos pilares devem ser previstas passagens (com a largura de 400 mm) ao nível de vigas porta-guindaste (ver a fig. IX.3) Estas passagens devem ser protegidas por corrimão em toda a extensão da via do guindaste (ver a fig.VI.49).

A característica mais estável na base da qual se pode fazer uma ideia se é bastante racional o projeto da ossatura de aço de um prédio industrial é a despesa do metal por um metro quadrado de prédio. Na tabela IX.3 estão indicadas as massas aproximadas das estruturas para as oficinas de diversos tipos.

§ 45. REDE DE PILARES

1. Passo dos pilares e os vãos

No projeto da ossatura de aço de uma oficina é preciso antes de mais nada traçar a rede dos pilares, isto é, a disposição dos pilares no plano e o passo dos pilares (distância entre eles ao longo da oficina). Para que o número de diversos elementos na estrutura seja possivelmente menor (e portanto o número de elementos iguais possivelmente maior) o passo dos pilares deve ser adotado constante e múltiplo de um determinado valor, denominado módulo.

O sistema de módulos que prevê a comensurabilidade das dimensões básicas das estruturas e dos seus elementos, é a base para a unificação e tipização das estruturas.

Para os prédios industriais de um só andar foi adotada como módulo básico a dimensão de 3 metros. Em conformidade com isso re-

comenda-se adotar os vãos com a largura até 18 metros múltiplos de 3 metros e os vãos com a largura superior a 18 metros, múltiplos de 6 metros. O passo dos pilares recomenda-se adotar múltiplo de 6 metros. Na maioria das vezes o passo dos pilares adota-se igual a 6 ou 12 metros (se as condições técnicas não exigem um passo maior). Com o aumento da altura do prédio o passo ótimo dos pilares também aumenta.

As dimensões dos vãos e o passo dos pilares dependem em primeiro lugar do processo tecnológico da oficina que está sendo projetada e da respectiva liberdade de manobra dos guindastes e outros transportes internos da oficina. Hoje em dia a tecnologia de produção está sendo aperfeiçoada rapidamente o que requer freqüentemente uma certa reconstrução dentro dos prédios industriais existentes. É esta a razão da tendência de aumentar o passo dos pilares para satisfazer melhor as exigências de produções de diversos tipos (oficinas flexíveis).

Na escolha da rede dos pilares tem uma importância especial a sua coordenação com a tecnologia da produção na oficina projetada, que é condicionada pela manutenção dos módulos adotados do passo e do vão.

2. Juntas de dilatação

O comprimento e a largura gerais da oficina são determinadas pelas condições técnicas. Se o prédio é de grande comprimento e largura surge o perigo de grandes deformações dos seus diversos elementos em conseqüência da alteração da temperatura durante o ano. A deformação devida à temperatura é igual a $\Delta = \alpha l t$, onde α é o coeficiente de dilatação linear do aço ($\alpha = 0{,}000012$); l, o comprimento do elemento, t, a diferença de temperaturas. Na fig. IX.4 está mostrado o crescimento das deformações dos pilares de uma oficina, do centro do prédio para as suas extremidades, o que se deve à elevação da temperatura.

As oficinas compridas devem ser divididas em diversos blocos (compartimentos), separados por juntas de dilatação. Nas estruturas de aço as distâncias entre as juntas de dilatação que permitem menosprezar a influência da temperatura não devem ser superiores às dimensões indicadas na tabela IX.1.

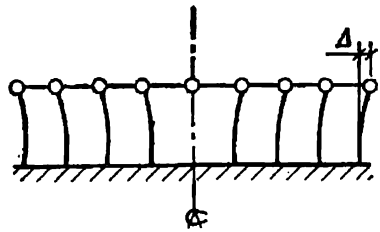


Fig. IX.4. Deformações dos pilares por causa da temperatura

Se dentro dos limites de um bloco existem dois tirantes verticais entre os pilares, a distância entre eles (nos eixos) não deve ser superior a 50 metros nos prédios e 30 metros nas estacadas abertas.

Nos prédios com os pilares compostos de concreto armado as juntas de dilatação devem ser instaladas no mínimo de 60 em 60 metros

Tabela IX.1

Dimensões extremas (em m) dos blocos de temperatura dos prédios e construções

Tipo do prédio ou da construção	Distância da face lateral do bloco até o eixo do tirante vertical mais próximo		Comprimento do bloco (ao longo do prédio)		Largura do bloco (do prédio)	
	$t \geqslant -40°C$	$-40° > t > -65°C$	$t \geqslant -40°C$	$-40 > t > -65°C$	$t \geqslant -40°C$	$-40 > t > -65°C$
Prédios aquecidos	90	60	230	160	150	110
Prédios não aquecidos e oficinas com temperaturas elevadas	75	50	200	140	120	90
Estacadas abertas	50	40	130	100	—	—

e nos muros de tijolo sem pilares com um intervalo de 40—60 m.

Para fazer juntas de dilatação nas ossaturas dos prédios industriais convém instalar armações transversais duplas (num fundamento comum), isto é, pilares duplos e respectivamente duas armações do telhado, etc., em outras palavras, fazer com que os blocos como se estivessem separados. Segundo está previsto pelas regras de unificação das estruturas dos prédios industriais o eixo da junta de dilatação deve coincidir com o eixo de traçamento, enquanto os eixos dos pilares devem ser afastados 500 mm do eixo da junta de dilatação (fig. IX.10). Isto permite utilizar painéis de parede padronizados. No entanto, em alguns casos as condições de disposição do equipamento permitem adotar a distância de 1 m entre as armações duplas. Neste caso os eixos dos pilares coincidem com os eixos das fileiras.

Segundo demostrou a prática de exploração as juntas de dilatação feitas mediante a aderência longitudinal móvel dos elementos da estrutura com orifícios ovalados não oferecem uma margem de segurança suficiente.

§ 46. ARMAÇÕES TRANSVERSAIS

1. Oficinas de um só vão

Como exemplos de oficinas de um só vão pode-se mencionar as oficinas de forja, de prensagem, de tratamento térmico, prédios dos fornos profundos, terrenos de lingoteiras, prédios em que estão

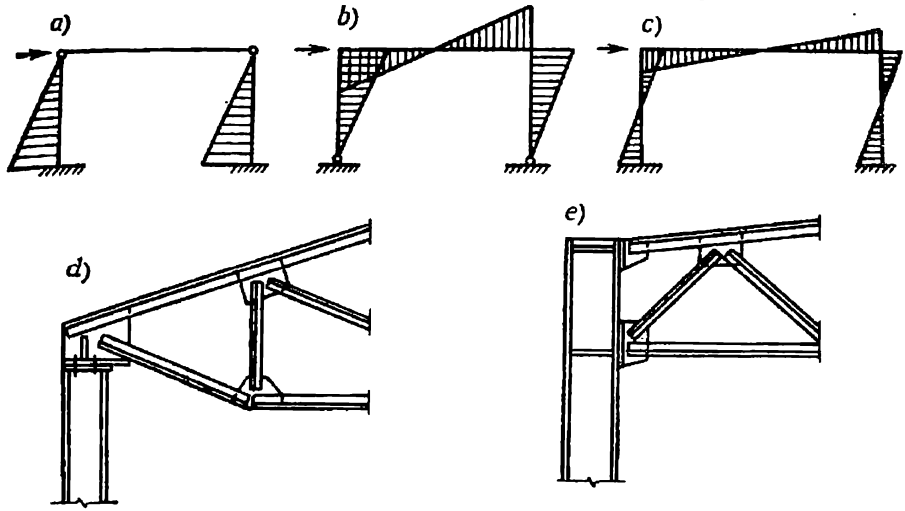


Fig. IX.5. Esquemas das armações transversais

instalados os misturadores, etc. Trata-se normalmente de oficinas que exigem uma grande rigidez transversal devido à necessidade de instalação de vigas de guindastes com uma margem de rigidez suficiente no sentido horizontal. A esta exigência corresponde melhor de tudo a estrutura transversal da oficina em forma de uma armação. As armações podem ser de três tipos: com duas articulações e com articulações nos cantos (fig. IX.5, *a* e *d*), com duas articulações e articulações nos apoios (fig. IX.5, *b*) e sem as articulações (fig. IX.5, *c* e *e*).

Uma armação sem articulações é a mais rígida e econômica, por isso ela é o tipo básico da estrutura transversal da ossatura de aço de um prédio industrial que tem um vão só.

O tipo mais comum de contranível é o treliçado que é mais leve e mais rígido.

Para aumentar a rigidez do prédio no sentido transversal a armação do telhado, que é um elemento da armação do prédio, o seu contranível, é ligada rigidamente aos pilares. Neste caso a armação resulta encastrada nas extremidades; em conseqüência disso no apoio, além da reação de apoio, surge o momento de apoio M_{ap} (fig. IX.6, *a*). Dividindo o momento de apoio M_{ap} pela altura da armação junto do apoio h_{ap} obtemos as forças horizontais H (um par de forças) que atuam sobre a armação e os pilares (fig. IX.6, *b*):

$$H = M_{ap}/h_{ap}. \qquad \text{(IX.1)}$$

Os momentos de apoio são determinados no processo de resolução da armação mediante os métodos gerais da mecânica de construção. De acordo com a orientação das forças horizontais H alguns elementos da armação são carregados ainda mais por estas forças

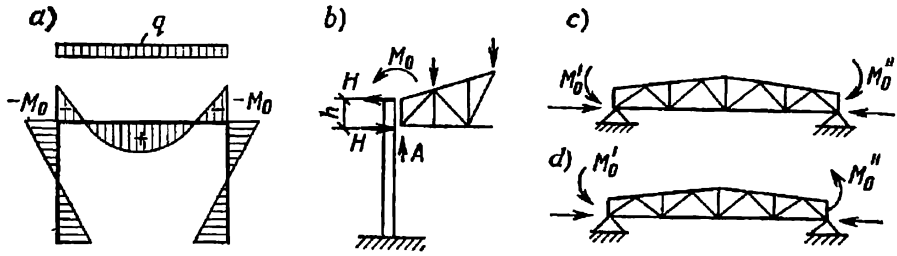


Fig. IX.6. Momento de apoio numa armação com o contranível treliçado e diversas combinações dos momentos nas seções de apoio das armações

(que vêm a se juntar às cargas verticais), enquanto a carga dos outros elementos diminui.

Normalmente são determinados os esforços nas barras originados por duas combinações de momentos de apoio, que criam as piores condições para o trabalho dos banzos (fig. IX.6, *c*) e para o trabalho das diagonais (fig. IX.6, *d*). Depois de construir o diagrama de Cremone das forças horizontais determinadas H, pode-se determinar os esforços adicionais nas barras das armações.

O esforço nominal em cada uma das barras da armação será a soma do esforço originado pelas cargas verticais e determinado da mesma forma que numa armação estaticamente determinável e do esforço originado pelo momento de apoio. Se neste caso o momento de apoio diminui a carga de alguns elementos da armação, esta diminuição dos eforços normalmente não se leva em consideração pois podem ter lugar os casos em que a armação trabalha como um sistema estaticamente determinável, sem a influência dos momentos de apoio que diminuem a carga de alguns elementos (isto é, têm-se em vista somente os momentos originados pelas cargas verticaism

A ligação rígida da armação com o pilar realiza-se de acordo co). o modelo mostrado na fig. IX.7, *a*. No nó de apoio inferior, a transmissão da pressão de apoio A e da força horizontal H (que surge em conseqüência do momento no nó da armação) realiza-se separadamente. A peça feita em forma de um ferro em T soldado transmite a pressão de apoio A para a plataforma de apoio (através das superfícies acepilhadas) sendo que a placa de apoio sobressai uns 10—20 mm. A sua espessura adota-se igual a 16—20 mm. A plataforma de apoio feita de um pedaço de cantoneira ou de uma chapa grossa ($\delta = 30$ mm) soldada ao pilar, faz-se um pouco mais larga do que a placa de apoio. Cada uma das juntas verticais que ligam a plataforma de apoio ao pilar são calculadas a 2/3 A devido à possível irregularidade na transmissão da carga. As forças horizontais H podem provocar no nó a compressão e a tração (apartamento do nó do pilar); esta última é agüentada por parafusos brutos. A força H aplicada ao nível da linha de eixo do banzo da armação normalmente não coincide com o centro da junção por parafusos. Supõe-se conven-

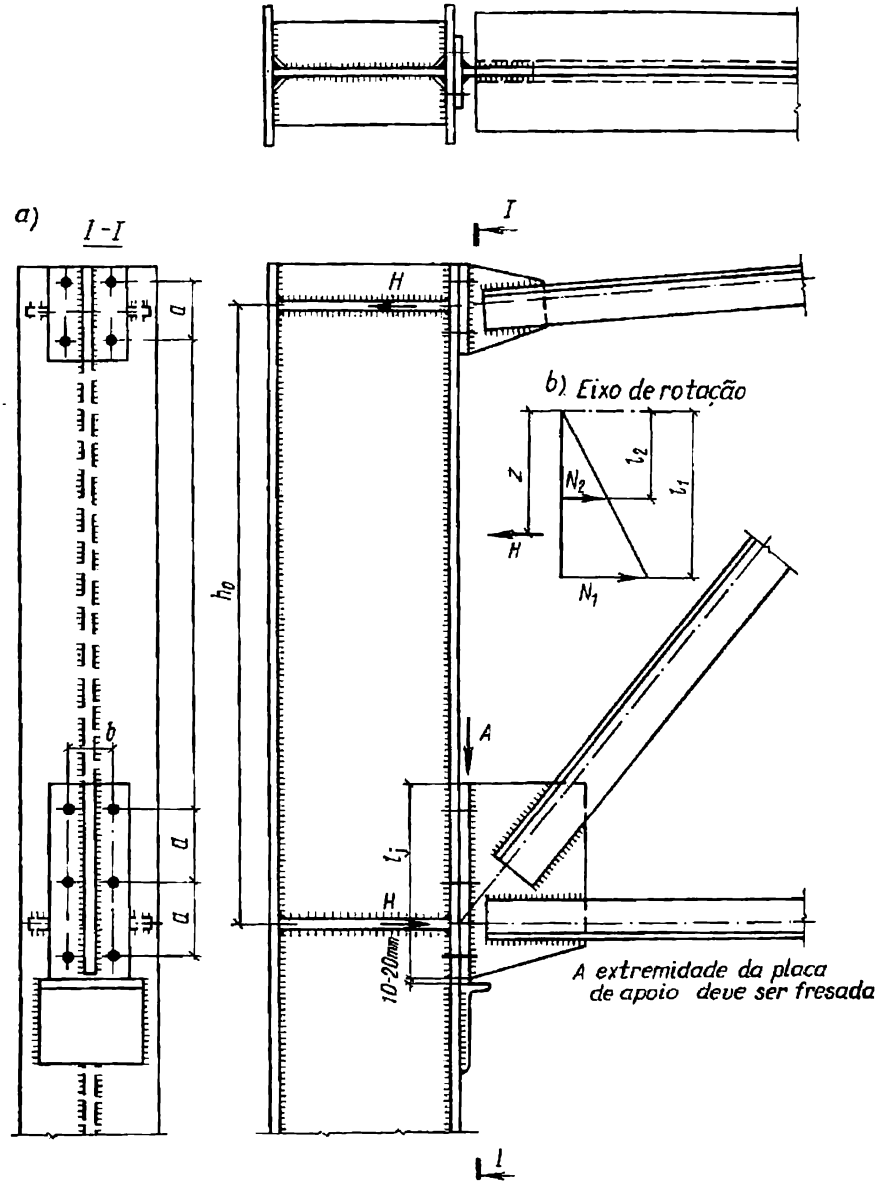


Fig. IX.7. Ligação rígida da armação ao pilar

cionalmente que a rotação do nó que se verifica neste caso realiza-se em torno da linha que passa pelo eixo dos parafusos mais afastados do ponto de aplicação da força H (aproximadamente 40—80 mm abaixo da extremidade superior da peça em T). Então o esforço que cabe ao parafuso mais carregado e que está situado em baixo (fig. IX. 7, *b*)

determina-se pela fórmula

$$N_{max} = \frac{1}{2} \frac{Hz l_1}{\Sigma l_i^2}, \qquad (IX.2)$$

onde z é a distância do eixo do banzo inferior da armação (isto é, da linha de aplicação da força H) até o eixo dos parafusos mais afastados (eixo convencional de rotação do nó);

l_1, distância entre os parafusos extremos;

Σl_i^2, soma dos quadrados das distâncias entre os eixos dos parafusos e eixo de rotação dos nós (no presente exemplo no desenho $\Sigma l_i^2 = l_1^2 + l_2^2$);

1/2, coeficiente que indica que em cada fileira horizontal da junção existem dois parafusos.

Os diâmetros dos orifícios para os parafusos na placa de apoio fazem-se 3—4 mm maiores do que os diâmetros dos parafusos, para que os parafusos brutos não sejam solicitados pela reação de apoio no caso de defeitos insignificantes da fixação da plataforma de apoio em altura. Estes parafusos devem trabalhar somente à tração.

A junta (costura) soldada (fig. IX.7, *a*) que liga os dois elementos da peça em T encontra-se no estado de tensão complexo. Ela transmite para o pilar a pressão de apoio A e a força H aplicada excentricamente. A tensão máxima verifica-se no ponto mais baixo da junta. O cálculo de verificação realiza-se pela fórmula convencional

$$\sqrt{\sigma_j^2 + \tau_j^2} \leqslant R_{cant}^{sol}, \qquad (IX.3)$$

onde

$$\sigma_j = \frac{H}{1{,}4 h_j l_j} + \frac{6 H z_1}{1{,}4 h_j l_j^2};$$

$$\tau_j = \frac{A}{1{,}4 h_j l_j},$$

onde h_j é a espessura da junta;

l_j, comprimento da junta;

z_1, excentricidade da força H em relação ao centro da junta.

2. Tirantes

Para atribuir a uma oficina a rigidez espacial e para garantir a estabilidade dos elementos das armações, entre estas últimas instalam-se os tirantes. Deve-se distinguir: as armações horizontais que se encontram no plano dos banzos superiores e inferiores das armações e verticais, que se encontram entre as armações e os pilares.

A função básica dos pilares consiste em garantir a invariabilidade da estrutura tanto durante o seu trabalho permanente, como no processo de montagem; garantir a estabilidade dos elementos comprimidos da estrutura; agüentar e distribuir todas as cargas horizontais (devidas ao vento e à força de inércia, por exemplo, as forças de frenagem dos guindastes).

A função dos tirantes horizontais instalados nos banzos superiores das armações foi analisada no § 37. Estes tirantes garantem a esta-

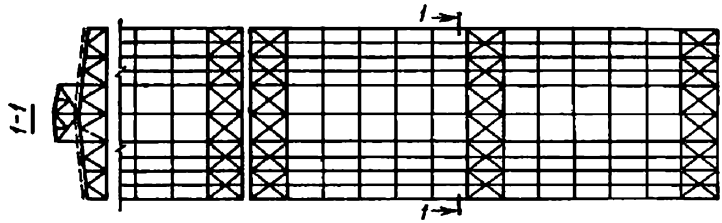


Fig. IX.8. Tirantes nos banzos superiores das armações

bilidade do banzo superior das armações no plano perpendicular ao plano destas últimas. Na fig. IX.8 vemos um exemplo de disposição dos tirantes nos banzos superiores das armações numa cobertura munida de traves.

Nas coberturas sem traves em que as grandes chapas de concreto armado são soldadas aos banzos superiores das armações, a rigidez do telhado é tão grande que à primeira vista parece que se pode dispensar os tirantes. No entanto, dada a necessidade de garantir a devida rigidez das estruturas durante a montagem, é preciso instalar os tirantes nos banzos superiores das armações, junto das extremidades dos compartimentos de temperatura, assim como instalar distanciadores junto dos cumes das armações, junto dos pilares e às vezes debaixo dos pilares das claraboias. Estes distanciadores ligam os banzos superiores de todas as armações intermediárias. A flexibilidade do banzo superior entre os pontos fixados no processo de montagem não deve ser superior a 220. Os tirantes entre os banzos superiores das armações do telhado são ligados aos banzos com parafusos brutos.

Os tirantes horizontais nos banzos inferiores das armações (fig. IX.9, IX.10) são instalados de través (os tirantes transversais) e ao longo da oficina (tirantes longitudinais). Os tirantes transversais instalados junto das extremidades da oficina são utilizados na qualidade de armações destinadas a resistir à pressão do vento. Nestes tirantes apoiam-se os pilares da ossatura da parede lateral da oficina que agüenta a pressão do vento. Os banzos inferiores das armacões do telhado servem como banzos da armação destinada a resistir à pressão do vento. Tirantes transversais do mesmo tipo nos banzos in-

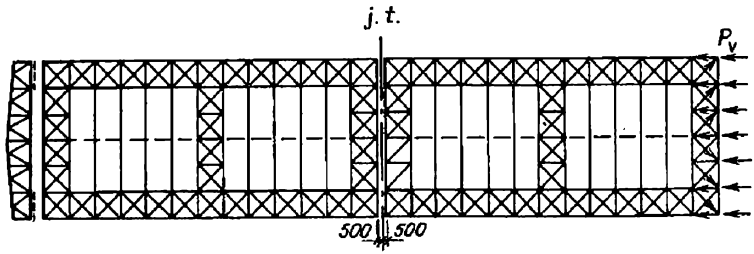


Fig. IX.9. Tirantes nos banzos inferiores das armações

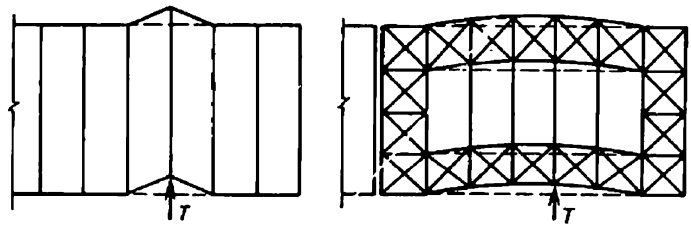


Fig. IX.10. Deformação transversal da ossatura por causa da carga local (devida ao guindaste)

feriores das armações podem ser instalados perto das juntas de dilatação (a fim de formar um disco rígido). Quando o comprimento do compartimento de temperatura é grande, os tirantes transversais são instalados também na parte central deste compartimento, com um intervalo de 50—60 metros. Isto deve ser feito porque os tirantes são ligados freqüentemente por parafusos brutos, susceptíveis a grandes deslocamentos, por isso a influência dos tirantes é limitada pela distância.

Se o passo das armações é igual a 12 metros, as armações horizontais de ligação podem ter também a largura de 6 metros e dispostas nos distanciadores instalados nos nós das armações do telhado.

Os tirantes horizontais longitudinais nos banzos inferiores das armações fazem com que as armações vizinhas também participem no trabalho espacial agüentado, por exemplo, as cargas dos guindastes, o que diminui a deformação da armação e aumenta a rigidez transversal da oficina (fig. IX.10). Os tirantes longitudinais adquirem uma importância especial nas oficinas com o regime de trabalho pesado, assim como quando os telhados são leves e não rígidos (isto é, telhados de chapas de aço ondulado, chapas de cimento e amianto, etc.).

Se estes tirantes não existem, nas coberturas rígidas as cargas horizontais originadas por guindastes são distribuídas por grandes chapas de concreto armado, o que pode acarretar o desarranjo do telhado e às vezes das próprias chapas, pois estas últimas não são destinadas para suportar as forças de cisalhamento. Além disso pode ser violada a fixação das chapas às armações por meio da solda.

Quando o número dos vãos é igual ou superior a dois não é preciso colocar tirantes longitudinais nos banzos inferiores das armações,

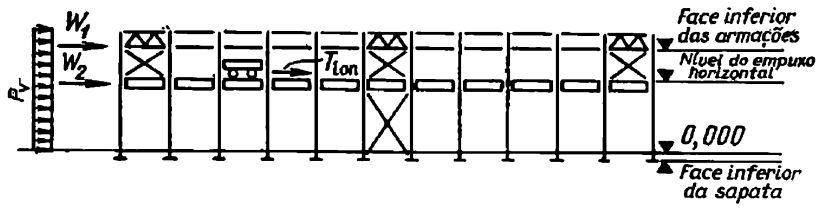


Fig. IX.11. Tirantes entre os pilares

ao longo das linhas medias dos pilares em ambos os vãos. Mas neste caso a primeira chapa do banzo inferior deve ser fixada por distanciadores para que o banzo possa servir de apoio para à segunda diagonal comprimida das armações no plano perpendicular ao plano da armação, o que é especialmente importante pois na primeira chapa do banzo inferior é possível a compressão.

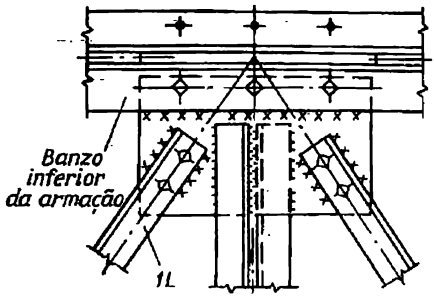


Fig. IX.12. Fixação dos tirantes no banzo inferior da armação

Nos prédios com o regime de trabalho pesado os tirantes devem ser soldados ao banzo inferior (fig. IX.12); nos demais casos basta a fixação por meio de parafusos brutos.

Para as armações de ligação adota-se a treliça cruciforme pois se considera que no caso da influência das cargas de um só lado trabalha somente o sistema das diagonais tendidas, enquanto a outra parte das diagonais (submetidas à compressão) não trabalha. Esta suposição é justa se as diagonais são flexíveis ($\lambda = 200$). Por isso os elementos dos tirantes cruciformes são projetados normalmente de cantoneiras isoladas. Nos cálculos destinados a verificar a flexibilidade das diagonais tendidas cruciformes que são elementos dos tirantes feitos de cantoneiras isoladas, o raio de inércia da cantoneira adota-se em relação ao eixo paralelo ao banzo. Se a treliça das armações de ligação é triangular em todas as diagonais podem surgir esforços de compressão, por isso a flexibilidade das armações λ deve ser projetada igual ou inferior a 200, o que é menos econômico. Se as seções das diagonais dos tirantes são curvas e fechadas, a treliça triangular pode resultar econômica (quando $\varphi > 0{,}5$).

Nos vãos superiores a 24 metros, devido à flexibilidade lateral restrita dos banzos inferiores das armações, em muitos casos é preciso instalar distanciadores auxiliares no meio do vão (ver a fig. IX.9), pois isto elimina a vibração.

Os tirantes verticais entre as armações são instalados normalmente junto dos apoios das armações (entre as colunas) e no meio do vão (ou debaixo dos pilares da clarabóia); ao longo da oficina eles devem ser distribuídos nos locais em que se encontram os tirantes transversais nos banzos das armações.

O objetivo básico dos tirantes verticais é garantir o estado invariável da estrutura espacial composta de duas armações de telhado e tirantes transversais nos banzos superior e inferior das armações. A estrutura dos tirantes verticais adota-se em forma da cruz feita de cantoneiras isoladas que inclui obrigatoriamente um elemento horizontal de fecho ou em forma de uma pequena armação com treliça triangular. Os tirantes verticais são fixados nas armações do telhado com parafusos brutos (fig. IX.13).

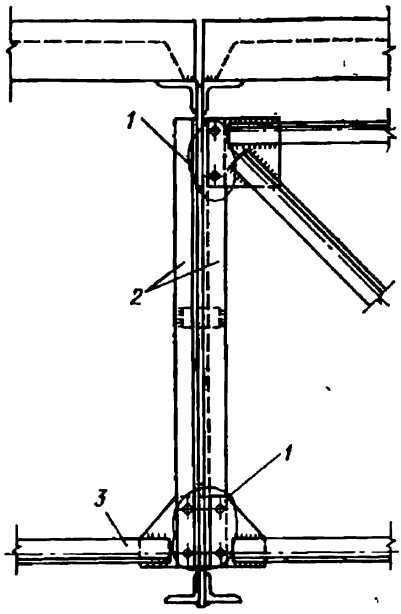


Fig. IX.13. Fixação dos tirantes verticais na armação do telhado
1—parafusos brutos; *2*—montantes da armação do telhado; *3*—distanciadores

Uma vez que os esforços que atuam nos elementos dos tirantes da cobertura são insignificantes, no processo de projeção das suas fixações pode-se admitir uma pequena digressão da centragem.

Os tirantes verticais entre os pilares são instalados ao longo da oficina a fim de garantir a estabilidade do prédio no sentido longitudinal e para agüentar as forças de frenagem transversal e de pressão do vento sobre o prédio (fig. IX.11). As armações dispostas no sentido longitudinal e ligadas por vigas porta-guindaste (sendo que os nós têm a forma de articulações) constituem um sistema variável que no caso de ausência de tirantes verticais entre os pilares pode dobrar-se (os apoios dos pilares no sentido longitudinal são considerados articulados). Por isso os elementos dos tirantes situados entre os pilares (abaixo das vigas porta-guindaste) que têm uma grande importância para a estabilidade de toda a estrutura em geral, fazem-se bastante rígidos para evitar a

Tabela IX.2

Comprimento nominal das barras da treliça cruciforme no plano perpendicular ao plano da armação

Característica do nó de cruzamento das barras da treliça	No caso de tração na barra de apoio	No caso quando a barra de apoio não trabalha	No caso de compressão na barra de apoio
Ambas as barras são contínuas	0,5 l	0,7 l	l
A barra de apoio é entrecortada e está coberta com uma chapa de reforço	0,7 l	l	1,4 l

Designação: l, comprimento geométrico total da barra comprimida.

sua vibração. Com esta finalidade a flexibilidade extrema destes elementos é limitada ao valor $\lambda = 150$ para os elementos comprimidos e $\lambda = 200$ (nos prédios com o regime de trabalho pesado) para os elementos tendidos.

Para os demais elementos tendidos dos tirantes, situados entre os pilares, a flexibilidade não deve ultrapassar $\lambda = 400$ e para os elementos comprimidos, $\lambda = 200$. Os elementos dos tirantes cruciformes entre os pilares são feitos normalmente das cantoneiras (fig. IX.14). Os tirantes cruciformes especialmente potentes são feitos de pares de ferros em U, ligados por treliças ou vigotas.

Nos cálculos da flexibilidade das barras cruzadas (numa treliça cruciforme) o seu comprimento nominal no plano da treliça adota-se desde o centro do nó até o local do seu cruzamento; o comprimento nominal das barras no plano perpendicular ao plano da armação adota-se pela tabela IX.2.

Os tirantes verticais cruciformes são calculados normalmente na base da suposição de que os elementos trabalham somente à tração (sendo submetidos à plena carga). Se se leva em consideração o trabalho dos elementos da treliça cruciforme também à compressão, a carga distribui-se em partes iguais entre as diagonais.

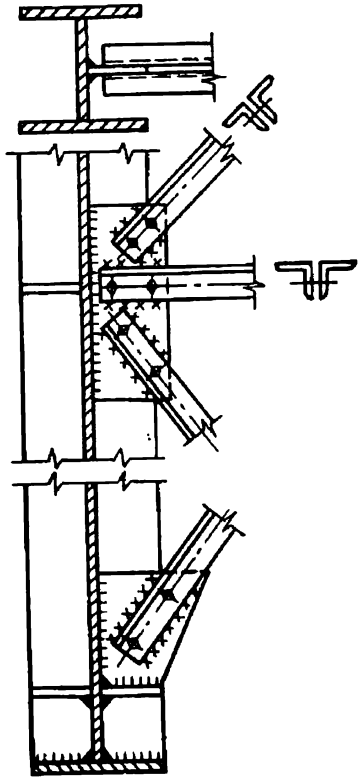


Fig. IX.14. Estrutura e fixação dos tirantes verticais ao pilar

A liberdade das deformações longitudinais da ossatura devidas às variações da temperatura é garantida pela disposição dos tirantes verticais no meio do compartimento de temperatura ou perto do seu centro (ver a fig. IX.11). Mas uma vez que a montagem da estrutura começa normalmente pelas extremidades, é preferível que os dois primeiros pilares sejam ligados numa armação para serem estáveis. Por isso nos painéis extremos os tirantes devem ser instalados somente nos limites das partes superiores dos pilares. Os tirantes deste tipo admitem a deformação de flexão das partes inferiores dos pilares nos casos de variação da temperatura. Ao mesmo tempo uma das diagonais que trabalha à tração por causa da carga do vento, transmite este esforço para a viga porta-guindaste. Depois os esforços devidos ao vento são transmitidos através das vigas porta-guindaste rígidas para os tirantes médios e através destes últimos à terra. É preferível escolher o esquema dos tirantes de tal forma que eles estejam dispostos em relação aos pilares sob um ângulo próximo a 45° (ver a fig. IX.14). No caso contrário as chapas de reforço resultam demasiadamente alongadas e pesadas.

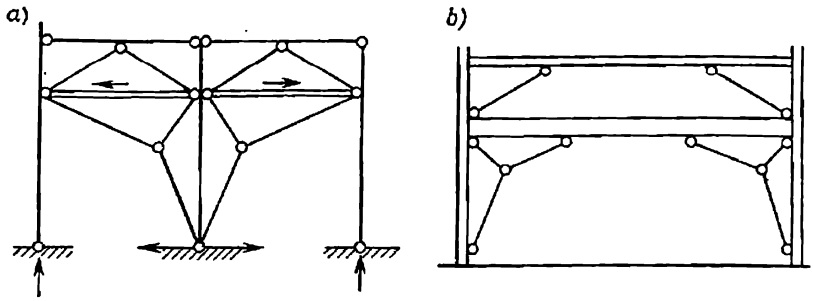


Fig. IX.15. Tirantes verticais das armações
a—quando a distância entre os pilares é igual a 6 metros; *b*—quando a distância entre os pilares é igual ou superior a 12 m

Se as condições tecnológicas não permitem ocupar com os tirantes um vão inteiro, ou se o passo dos pilares é muito grande, os tirantes são instalados nas armações (fig. IX.15); neste caso considera-se que uma carga unilateral faz trabalhar à tração os tirantes de um só canto, enquanto os elementos do outro canto não trabalham devido à grande flexibilidade ($\lambda = 200 \ldots 250$). Se a estrutura trabalha de acordo com este esquema, temos um «arco com três articulações».

Os tirantes verticais entre os pilares são instalados normalmente da seguinte forma: abaixo da viga porta-guindaste—no plano do ramo do pilar que sustenta o guindaste; acima da viga porta-guindaste—ao longo do eixo da seção do pilar.

Os elementos dos tirantes são fixados nos pilares por meio de parafusos brutos; nos prédios com o regime pesado de trabalho os tirantes situados abaixo das vigas porta-guindaste devem ser fixados aos pilares por meio da soldagem (fig. IX.14).

3. Oficinas de muitos vãos

A escolha do perfil transversal das oficinas de muitos vãos depende não somente das dimensões da oficina determinadas pelo caráter da produção e dos gabaritos dos guindastes de ponte, mas é determinada também por várias exigências de construção: escoamento de água do telhado e iluminação dos vãos médios. O escoamento de águas pluviais pode ser interno e externo. Os escoamentos externos são instalados nas oficinas de largura relativamente pequena, assim como nas oficinas com temperaturas elevadas mas sem o sistema de calefação e com o telhado frio. A largura máxima de um prédio com um telhado de duas águas e escoamento externo das águas é 60 metros quando existe o sistema de calefação e 100 metros, quando este sistema não existe.

Nos prédios largos de muitos vãos o escoamento da água é interno (isto é, a água é captada por tubos que a fazem escoar para o sistema de esgoto).

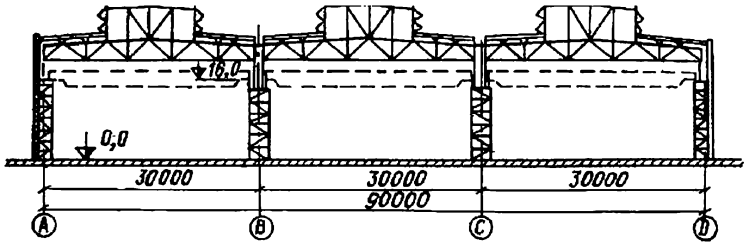


Fig. IX.16. Uma oficina de muitos vãos

A fig. IX.16 mostra um exemplo de prédio de muitos vãos com o escoamento interno de águas e iluminação natural. O perfil de um prédio de muitos vãos deve ser possívelmente mais simples, sem desníveis verticais. Se os desníveis são indispensáveis, a respectiva diferença não deve ser inferior a 2 metros.

As oficinas pesadas de dois vãos, ao contrário das oficinas leves, exigem uma rigidez transversal maior, o que se consegue mediante a instalação de sistemas de armações rígidas.

Ao analisar diversos esquemas das estruturas transversais destas oficinas, podemos destacar dois grupos básicos. Os esquemas do primeiro grupo são compostos de uma série de armações paralelas, que sustentam as estruturas longitudinais (fig. IX.17, *a*). Nas oficinas de dois vãos às vezes nem todos os pilares podem ser dispostos somente na seção transversal da oficina, por isso as armações transversais podem ter a forma de U ou L virados, sendo as armações do telhado intermediárias apoiadas por vigas secundárias (fig. IX.17, *b*). Neste esquema podem ser adotadas armações planas que trabalham independentemente, mas neste caso os pilares das armações intermediárias podem resultar muito mais pesadas do que os pilares das armações básicas. Este esquema não é racional. Se se adota o esquema em forma

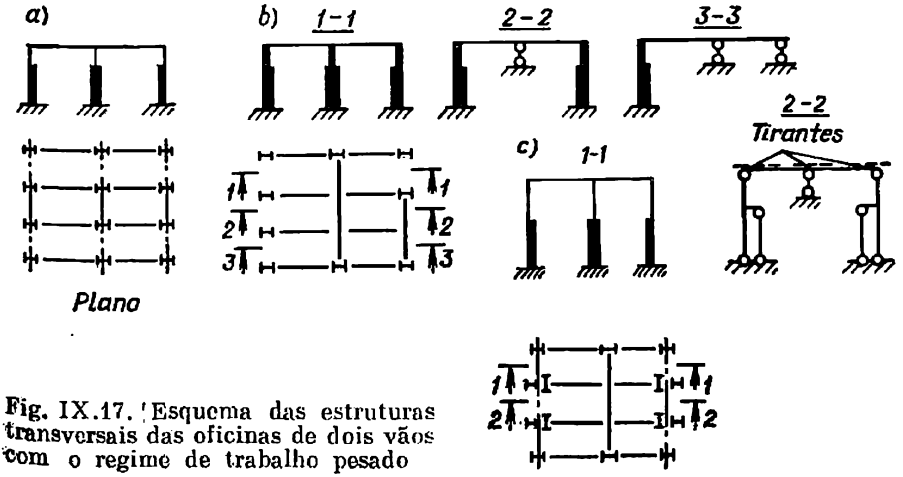
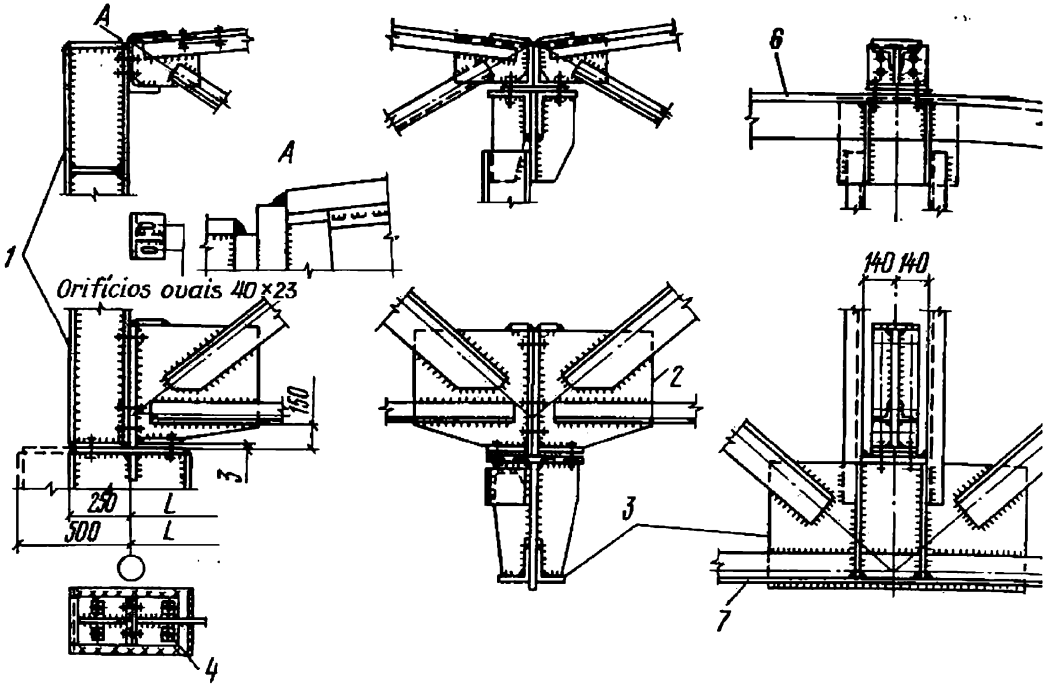
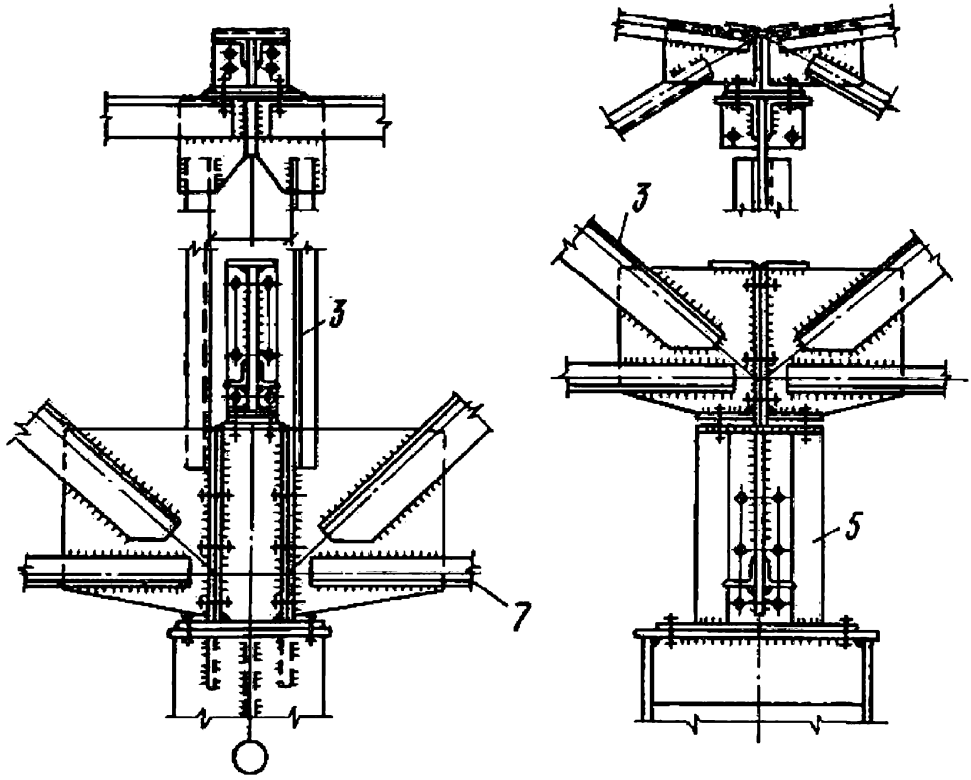
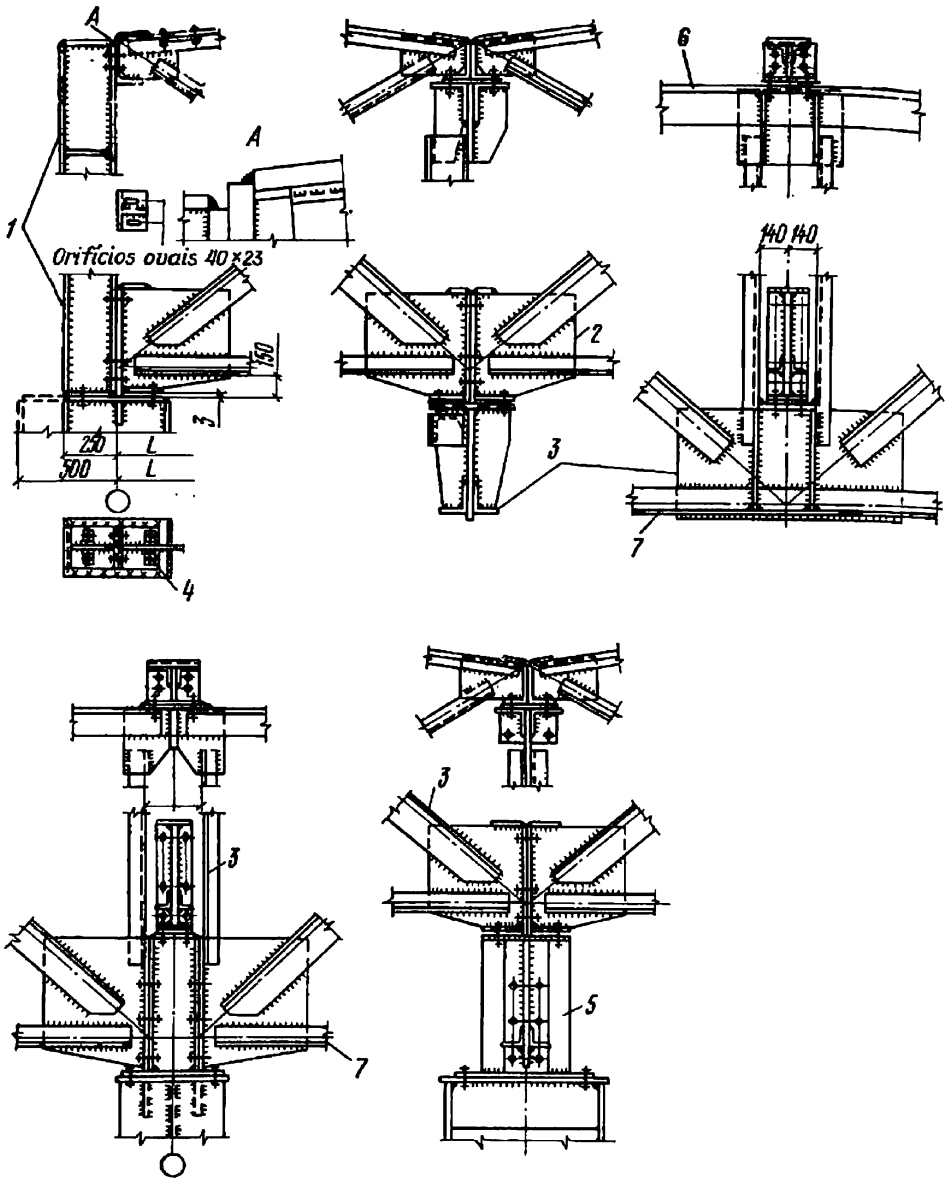


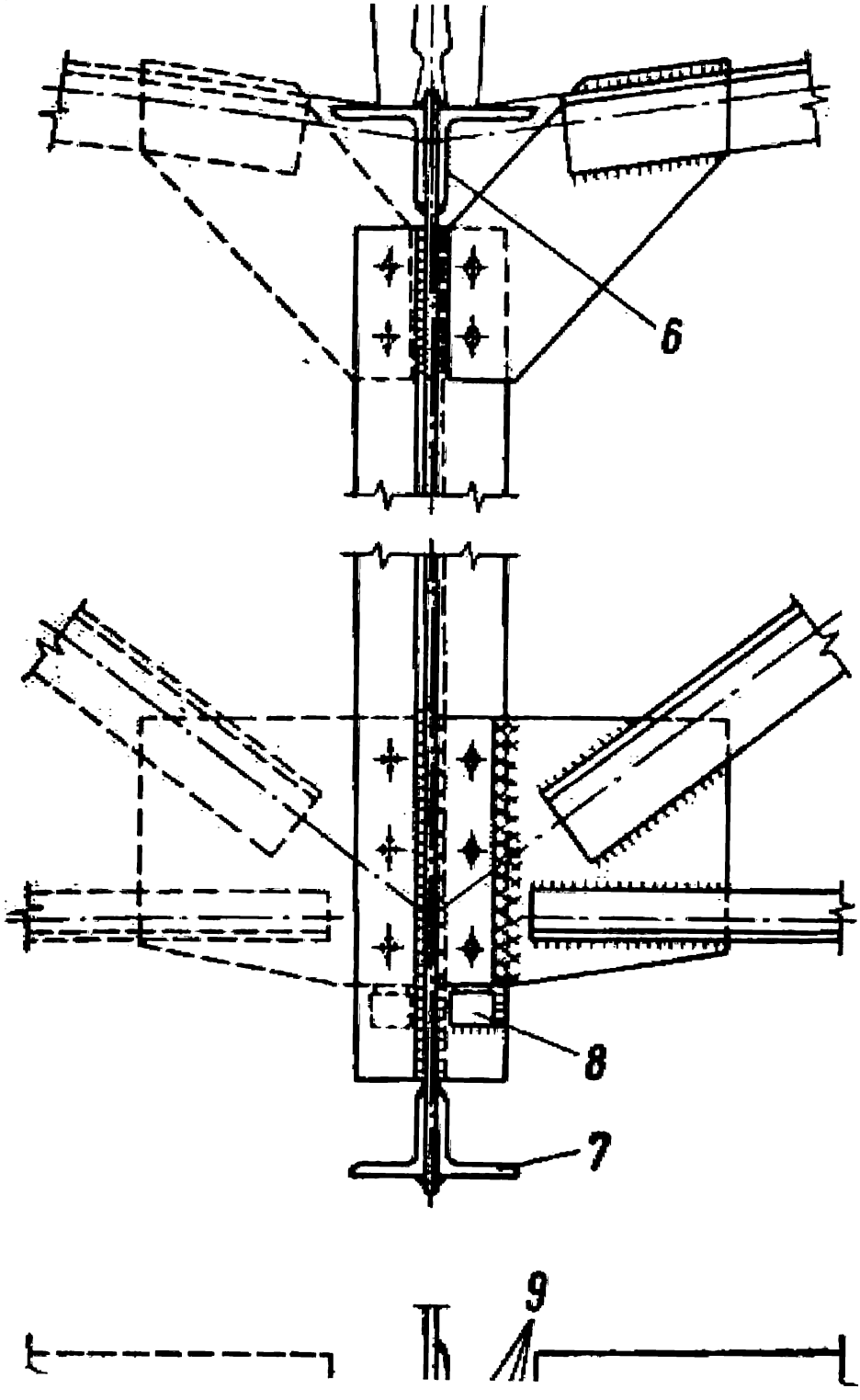
Fig. IX.17. Esquema das estruturas transversais das oficinas de dois vãos com o regime de trabalho pesado


A
A
1
Orifícios ovais 40×23
150
3
250
L
500
L
4
2
3
6
140 140
7


3
7
3
5



de um bloco das armações, leva-se em consideração o trabalho espacial da ossatura. Se existem tirantes horizontais e outros elementos longitudinais que podem agüentar a carga transversal local, as armações podem ser consideradas como elementos de um bloco espacial de que fazem parte as armações básicas e intermediárias. Neste caso os deslocamentos das armações ao nível das estruturas longitudinais que as ligam não serão mais independentes um do outro, mas


6
8
7
9

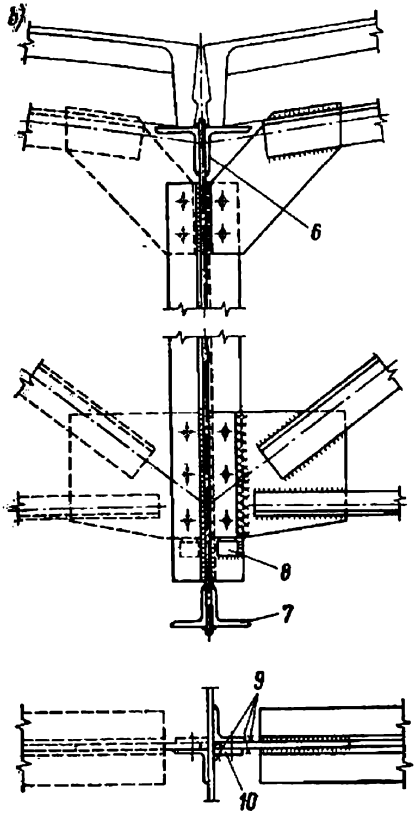


Fig. IX.18. Junção articulada das armações aos pilares e armações do telhado
1—suporte sobre o pilar; 2—armação do telhado; 3—armação secundária; 4—arruela δ = = 20 mm; 5—cimeiro do pilar; 6—banzo superior da armação secundária; 7—banzo inferior da armação secundária; 8—suporte de montagem; 9—juntas de montagem; 10—tala

serão ligadas por determinadas correlações que dependem da rigidez das estruturas longitudinais. Se os tirantes horizontais nos banzos inferiores são bastante largos e bem ligados às armações, pode-se supor que estes tirantes e a cobertura formam um disco muito rígido, por isso os deslocamentos da armação básica e das armações adjacentes podem ser consideradas iguais. Isto determina a participação da cada armação no trabalho da ossatura e a respectiva seção dos pi-

lares. Portanto, se se verifica o trabalho simultâneo de um conjunto de armações a carga distribui-se entre os pilares de uma forma proporcional à sua rigidez e eles resultam mais leves. Portanto, a adoção de um bloco de armações é mais racional.

A essência dos esquemas do segundo grupo consiste em que as estruturas da ossatura são divididas nelas em conformidade com a sua função. Por exemplo, os apoios dos guindastes e os apoios do telhado de quatro águas em que se apoiam as armações do telhado são ligados por articulações e carregados com a carga vertical axial (fig. IX.17, *c*). Para tornar o sistema invariável no plano horizontal e para agüentar as cargas horizontais são instalados tirantes horizontais longitudinais e largas vigas de frenagem, que transmitem todas as forças horizontais para as armações básicas; estas últimas são mais raras e por isso mais potentes. Esta divisão funcional das estruturas permite diminuir o número de tipos dos elementos utilizados e portanto o número das marcas. Se os guindastes são pesados os esquemas do segundo grupo permitem diminuir um tanto a quantidade necessária do aço, em comparação com os esquemas do primeiro grupo.

Nas oficinas de muitos vãos a rigidez horizontal é garantida na maioria das vezes por várias filas de pilares; por isso neste caso pode ser admitida a ligação dos contraníveis das armações aos pilares por meio de articulações, o que permite utilizar em larga escala as armações do telhado típicas.

As armações transversais das oficinas de vários vãos e com as condições de trabalho pesadas podem ser executadas com os nós das armações rígidas somente nas filas extremas dos pilares e com as ligações articuladas nas filas médias.

Temos na fig. IX.18, *a* um exemplo de ligação articulada das armações aos pilares de aço. Uma estrutura idêntica pode ser aplicada para o assento das armações do telhado nos pilares de concreto armado e nas armações secundárias. É possível também que as armações do telhado assentem por meio de placas de reforço sobre um pilar de seção cruciforme através de uma plataforma fixada com este objetivo por meio da solda (fig. IX.18, *b*). Se uma armação secundária é ligada a um pilar, um nó idêntico faz-se em outros banzos de seção cruciforme. As superfícies acepilhadas das placas de reforço que servem de apoio devem ser calculadas à mutilação.

A ligação articulada de uma armação do telhado ao pilar pode ser feita da mesma forma que uma ligação rígida (fig. IX.7, *a*), desde que no nó superior houver uma fixação flexível, o que se consegue mediante a aplicação de uma tala (um flange) fina e maleável que se prende ao pilar por meio de parafusos.

As oficinas de muitos vãos, com grande largura e comprimento que chega às vezes a alguns quilómetros, ocupam uma área enorme e em regra exigem uma grande quantidade do metal. Convém que os vãos e a distância entre os pilares nas oficinas deste tipo sejam iguais e múltiplos de 6 metros. Isto permite criar um bloco-padrão,

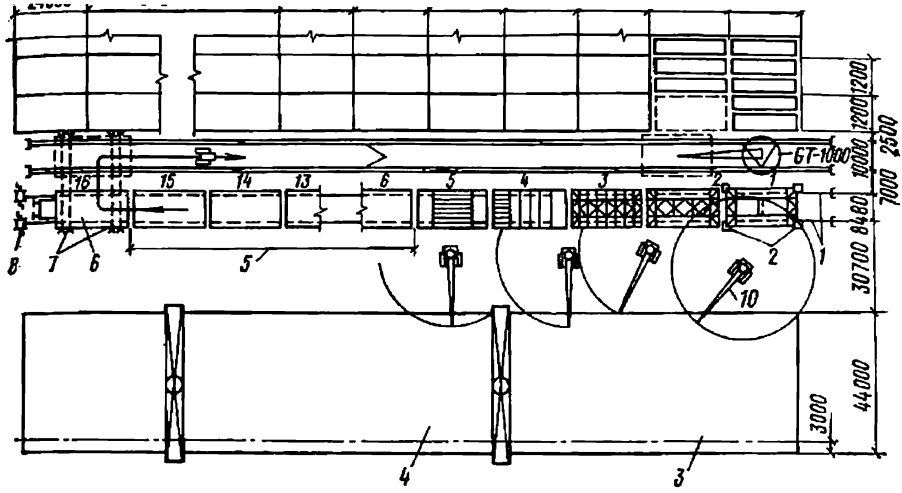


Fig. IX.19. Esquema da cadeia de produção dos blocos de cobertura e a sua montagem

que se repete muitas vezes; isto favorece a fabricação das estruturas em série e permite escolher método de montagem que contribua para a aceleração da construção.

Anteriormente a montagem da cobertura fazia-se por etapas: com a ajuda de guindastes eram levantadas e instaladas as armações do telhado e as armações secundárias, depois eram levantadas e instaladas as vigas-mestras e as chapas. As estruturas de claraboias eram levantadas amiúde juntamente com as armações e às vezes em forma de blocos gêmeos compostos de duas armações. Concluídas a montagem e a entrega das estruturas começavam as obras de construção do telhado. Se a área da oficina em construção é grande (mais de 40—45 mil metros quadrados) este método de construção requer muito tempo e não permite utilizar na íntegra as vantagens proporcionadas pela utilização de blocos padronizados.

Na construção da oficina N°9 da Fábrica de automóveis de Gorki (esta oficina tem 18 vãos) foi utilizado o novo método de montagem em cadeia (executada sobre a terra) de um bloco com a execução simultânea de todos os trabalhos de construção civil; da mesma forma foi montada uma célula. Esta oficina foi montada de 432 blocos, cujas dimensões são 24 × 12 m. No processo de elaboração do projeto de organização das obras foi preciso introduzir certas alterações na estrutura da cobertura.

Um bloco é composto de duas armações do telhado dispostas numa distância de 6 metros. Estas armações assentam nas vigas secundárias contínuas de 12 metros, apoiadas por sua vez por pilares. Nas armações são instaladas vigas-mestras com duas consolas de 3 metros e nas vigas-mestras colocam-se o revestimento perfilado, uma camada de protetor contra o frio e o telhado. As células foram montadas em 16 etapas (fig. IX.19).

As armações eram instaladas nos carros e em cada etapa eram realizados somente os determinados trabalhos. De quatro em quatro horas toda a cadeia, instalada nos carros, deslocava-se em uma etapa com a ajuda de tratores e cabrestantes. Nas primeiras cinco etapas por meio de guindastes instalados nos carros com lagartas eram montadas as estruturas metálicas, na sexta etapa realizava-se o controle dos trabalhos executados a eram eliminados os defeitos. No período da sétima à décima quinta etapa eram realizadas as obras de construção civil, incluindo a instalação da cobertura do telhado com uma camada de proteção, goteiras, etc. Desta última etapa um guindaste БК-1000 transferia para a segunda via todo o bloco com uma massa de 45 toneladas e instalava-a numa estrutura especial, no chamado «instalador», que se deslocava por vigas porta-guindaste e do qual todo o bloco era transferido para os pilares com a ajuda de macacos. O ritmo preciso do trabalho da cadeia permitiu elevar a produtividade do trabalho 1,75—2 vezes. A diminuição dos prazos de construção das oficinas com grandes áreas é o índice econômico básico que contribui para acelerar o início da exploração das respectivas obras.

§ 47. PARTICULARIDADES DO CÁLCULO DAS ARMAÇÕES TRANSVERSAIS

1. Cargas nominais

As armações transversais dos prédios industriais são calculadas para resistir às seguintes cargas: o próprio peso do telhado e das estruturas da cobertura; peso da neve; peso das paredes (quando as paredes se apoiam na ossatura); pressões vertical e horizontal dos guindastes; pressão do vento sobre as paredes e as claraboias do prédio.

O próprio peso do telhado e das estruturas da cobertura juntamente com a neve é transmitido para o pilar em forma da pressão de apoio da armação P_A (fig. IX.20, *a*), aplicada à parte superior do pilar com uma certa excentricidade. Além disso na parte superior do pilar apoia-se excentricamente também uma parte da parede, cuja carga transmite-se através dos elementos da ossatura da parede em forma de algumas forças concentradas P_c.

A pressão vertical nominal dos guindastes sobre um só pilar determina-se pelo carregamento da respectiva linha de influência com a carga devida à pressão das rodas do guindaste P, adotada de acordo com as normas estabelecidas para os guindastes (fig. IX.20, *c*). Normalmente o cálculo faz-se relativamente a dois guindastes, sendo determinadas as pressões máxima e mínima sobre o pilar:

$$D_{max} = nn_{com}\Sigma P_{max}y; \quad D_{min} = nn_{com}\Sigma P_{min}y, \qquad (IX.4)$$

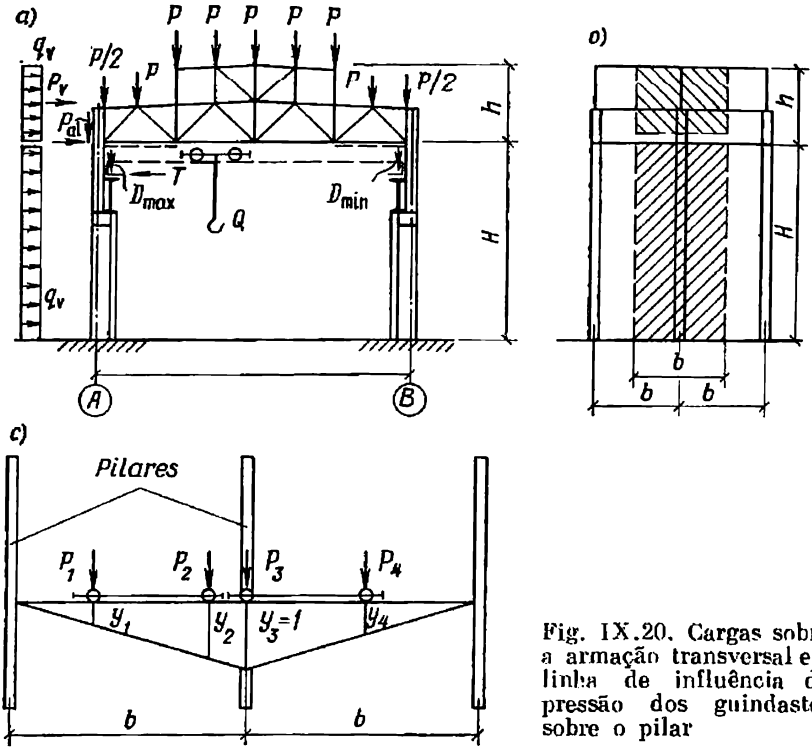


Fig. IX.20. Cargas sobre a armação transversal e a linha de influência da pressão dos guindastes sobre o pilar

onde $n = 1, 2$ é o coeficiente de sobrecarga para os guindastes;

n_{com}, coeficiente de combinação que depende do número dos guindastes;

P_{max}, pressão máxima sobre uma roda do guindaste (segundo GOST);

P_{min}, pressão mínima sobre uma roda do guindaste determinada pela fórmula

$$P_{min} = \frac{Q+G}{n_r} - P_{max}; \qquad (IX.5)$$

Q, capacidade de carga do guindaste;

G, peso total do guindaste com o carrinho rodante;

n_r, número de rodas de um só lado do guindaste;

y, ordenadas da linha de influência (fig. IX.20, *c*);

Para determinar a influência da frenagem transversal dos guindastes sobre a armação, calcula-se inicialmente a força aplicada a cada roda do guindaste:

$$T_r = \frac{1}{10}\,\frac{(Q+g)}{n_r}\cdot\frac{1}{2} = \frac{Q+g}{20n_r}, \qquad (IX.6)$$

onde g é o peso do carrinho do guindaste.

A influência total das forças de frenagem sobre a armação determina-se de mesma forma que no caso da pressão vertical, sendo a li-

nha de influência também a mesma:

$$T = nn_{com}\Sigma T_r y. \qquad (IX.7)$$

A força de frenagem transversal T transmite-se para um dos pilares da armação e pode ser orientada em qualquer sentido.

A força de frenagem longitudinal que se transmite para os tirantes verticais entre os pilares determina-se pela fórmula

$$T_l = 0{,}1nP_{max}n_f, \qquad (IX.8)$$

onde n_f é o número das rodas de frenagem numa só viga (que é igual à metade do número total das rodas sobre a viga).

Tabela IX.3

Despesas aproximadas de aço para os elementos de ossatura de aço dos prédios industriais em kg por 1 m² do prédio

Elementos da estrutura de aço	Grupos de oficinas		
	leves	de potência média	pesadas
Cobertura:			
armações do telhado	16—25	18—30	20—40
vigas secundárias	0—6	4—7	8—20
vigas-mestras	10—12	12—18	12—16
clarabóias	0—10	8—12	8—12
tirantes	3—4	3—5	8—15
Total	26—40	45—70	50—80
Pilares com tirantes e plataformas	10—18	18—40	70—120
Vigas porta-guindaste com vigas de frenagem e plataformas de reparações	0—14	14—40	50—150
Ossatura de parede	0—3	5—14	12—20
Outros elementos	—	0—10	3—12
Ao todo	35—80	75—170	200—400

A carga do vento adota-se de acordo com as Regras e Normas de construção civil (RNCC) II-6-74; supõe-se que esta carga está distribuída uniformemente

$$q_v = nq_0cb, \qquad (IX.9)$$

onde $n = 1, 2$ é o coeficiente de sobrecarga da carga do vento;
q_0, pressão normativa devida à velocidade;
c, coeficiente aerodinâmico;
b, distância (passo) entre as armações.

A carga do vento que atua sobre a clarabóia e sobre a parte da parede dentro dos limites da altura do contranível transmite-se para a armação em forma da força concentrada P_v, aplicada ao nível do banzo inferior do contranível. Esta força é $P_v = nq_0cbh$ (fig. IX.20, *a* e *b*).

A fim de determinar aproximadamente o próprio peso das estruturas de aço pode-se utilizar os dados aproximados indicados na tabela IX.3, que caracterizam a distribuição do metal entre diversos elementos da estrutura de aço dos prédios industriais.

2. Particularidades do cálculo estático das armações

As armações transversais dos prédios industriais são calculadas como sistemas planos, estaticamente indeterminàveis, sendo feitas várias admissões que simplificam o cálculo, sem exercer uma influência sensível sobre os resultados finais. São seguintes as simplificações básicas:

1. Quando se trata de calcular uma armação com contranível treliçado sendo todas as cargas aplicadas aos pilares da armação, o contranível admite-se infinitamente rígido ($J_{c.n} = \infty$). Esta admissão permite executar o cálculo das armações de acordo com o método de deslocamentos, sendo incógnitos apenas os deslocamentos horizontais. Podemos utilizar as tabelas redigidas para os pilares de seção variável e encastrados no fundamento e em contranível (ao nível do banzo inferior) para calcular as armações das oficinas de um só andar (estas tabelas estão publicadas nos respectivos compêndios)[1].

2. O cálculo das armações às cargas verticais, aplicadas ao contranível realiza-se de acordo com as regras gerais da mecânica de construção, sendo levada em consideração a rigidez final do contranível; neste cálculo adota-se a suposição de que nas armações simétricas as cargas estão dispostas simetricamente o que reduz o problema ao cálculo da armação com os nós que não se deslocam (devido à simetria) e com uma só incógnita, ou seja, o ângulo de giro do contranível (para a armação de um só vão).

Neste caso o contranível treliçado é substituído convencionalmente por um contranível contínuo eqüivalente (de acordo com a flexão ou ângulo de giro nos apoios), fazendo com que o eixo deste último coincida com o banzo inferior do contranível. O momento de inércia do contranível eqüivalente (quanto à flexão) determina-se aproximadamente pela fórmula:

$$J_{c.n} = k\,(F_{sup}z_{sup}^2 + F_{inf}z_{inf}^2), \qquad \text{(IX.10)}$$

onde F_{sup} e F_{inf} são as áreas das seções dos banzos superior e inferior da armação;

z_{sup} e z_{inf}, distâncias do centro de gravidade (eixo) da armação até os eixos dos banzos superior e inferior no meio do vão;

[1] Compêndio do projetista. Cálculos e teoria. Livro 1. Sob a redação de A. A. Umanski. Segunda edição revista e completada. M., Stroiizdat, 1972.

k, coeficiente que leva em consideração a altura variável da armação e as deformações dos elementos da treliça; para as armações com a inclinação do banzo superior igual a 1/8—1/12 este coeficiente pode ser adotado igual a 0,7—0,8.

As correlações dos momentos de inércia de diversas partes dos pilares e do contranível, indispensáveis para efetuar o cálculo da armação, são adotadas na base dos projetos analógicos já efetuados. Normalmente estas correlações encontram-se dentro dos seguintes limites (fig. IX.21): $J_1/J_2 = 5 \ldots 12$; $J_3/J_4 = 8 \ldots 15$; $J_3/J_1 = 1{,}2 \ldots 4$; $J_3/J_1 = 4 \ldots 12$ (no caso do passo duplo dos pilares nas filas médias); os números inferiores correspondem às oficinas com as condições leves de trabalho, e os grandes, às oficinas com as condições de trabalho pesadas. A variação das correlações dos momentos de inércia dentro de certos limites (cerca de 30%) exerce pouca influência sobre o valor dos momentos nominais.

Estas simplificações facilitam consideravelmente o cálculo da armação. Por exemplo, o cálculo da armação de um só vão com os nós rígidos às cargas aplicadas aos pilares pode ser efetuado na seguinte ordem:

1. Coloca-se um tirante adicional (excessivo) que impede o deslocamento horizontal (sistema básico, (fig. IX.22,*a*)).

2. O contranível da armação não carregada é deslocado em $\Delta = 1$, em direção deste tirante (fig. IX.22,*b*). Pelas tabelas determina-se a reação total no tirante Σr_{11} devida ao deslocamento de todos os pilares em $\Delta = 1$, assim como os momentos nas extremidades dos suportes ($\bar{M}_A$, $\bar{M}_B$, $\bar{M}_C$, etc.). A reação r_{11} sempre está orientada no sentido do deslocamento.

3. Determinam-se as reações no tirante excessivo devidas às cargas externas (de cada carga em separado). Por exemplo, a pressão dos guindastes sobre a armação provoca o momento máximo num dos suportes e o momento mínimo, no outro (fig. IX.22,*c*). A reação total no tirante excessivo vem a ser

$$\Sigma r_{1p} = r'_{1p} - r''_{2p}.$$

Da mesma forma pelas tabelas são determinados e construídos os diagramas dos momentos devidos a cada carga nos suportes fixados (M^p_A, M^p_B, M^p_C, etc.).

4. O deslocamento real Δ_1 originado por cada carga na armação dada determina-se da equação básica que demonstra que a reação

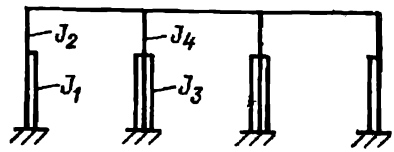


Fig. IX.21. Determinação da correlação dos momentos de inércia dos elementos da armação

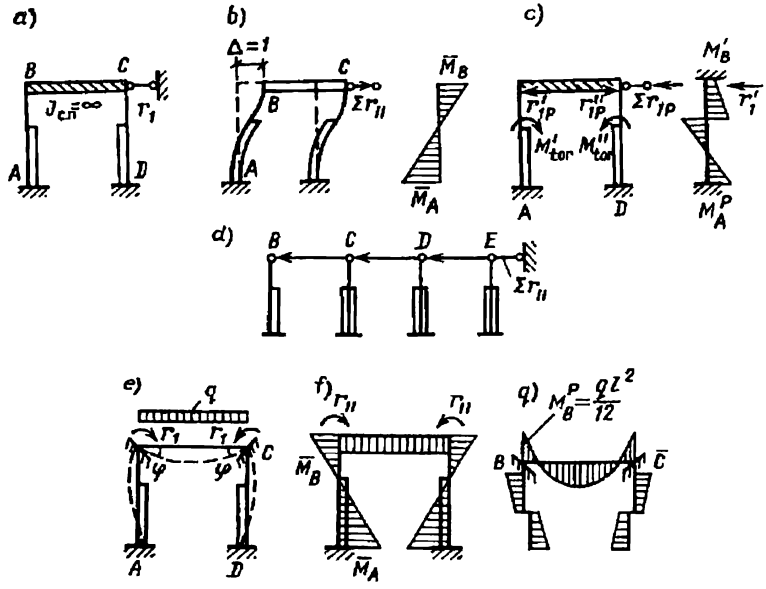


Fig. IX.22. Cálculo das armações quando o passo dos pilares é igual

originada por cada carga no tirante excessivo é igual a zero:

$$r_1 = \Sigma r_{11}\Delta_1 + \Sigma r_{1p} = 0, \quad \text{daí} \quad \Delta_1 = -\frac{\Sigma r_{1p}}{\Sigma r_{11}}. \qquad (e)$$

5. Calcula-se o valor definitivo dos momentos nas seções características dos suportes e constroem-se os diagramas dos momentos:

$$M_A = M^p_A + \bar{M}_A\Delta_1; \quad M_B = M^p_B + \bar{M}_B\Delta_1, \text{ etc.}$$

Os valores dos momentos são anotados em forma de uma tabela (ver o exemplo IX1.).

Nas armações de muitos vãos a reação total causada pelo deslocamento igual a 1 vem a ser (fig. IX.22,*d*):

$$\Sigma r_{11} = r_B + r_C + r_D + r_E.$$

As reações e os momentos nos suportes fixados podem ser determinados na base do método geral da mecânica de construção: o método das forças. Se o número dos vãos é superior a três, o deslocamento horizontal pode ser menosprezado; nestes casos considera-se que $\Delta_1 = 0$.

Da mesma forma efetua-se o cálculo das armações às cargas verticais aplicadas ao contranível; neste cálculo leva-se em consideração a sua rigidez final. Devido à simetria no encastramento dos nós (fig. IX.22,*e*) temos uma só incógnita, o ângulo de giro φ ($\varphi_B = \varphi_C = \varphi$). Quando o nó gira em ângulo $\varphi = 1$, surgem os momen-

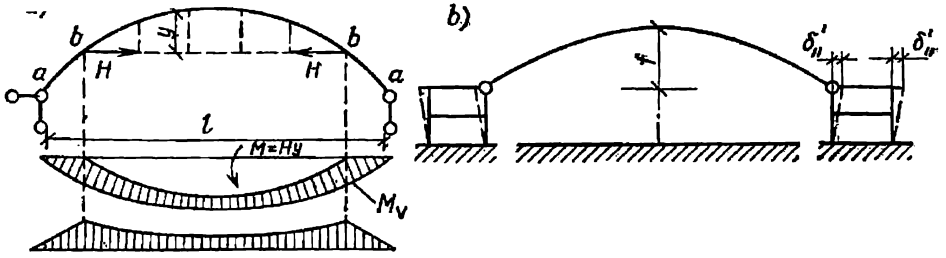


Fig. X.13. Aumento das dimensões do recinto nas construções com arcos

está mostrado um arco com o cabo deste tipo; esta estrutura foi instalada para suportar a cobertura do Palácio do Esporte em Lujniki (Moscou).

O cabo pode ser instalado acima dos apoios aumentando desta forma a altura útil do prédio. Neste caso nos setores $a—b$ o arco trabalha como uma simples viga submetida à flexão (fig. X.13,*a*), enquanto o empuxo H descarrega apenas a parte do arco situada acima do cabo (com as ordenadas y).

Para aumentar o volume do prédio e utilizar a correlação econômica $f/l \approx 1/5 \ldots 1/6$ pode-se dispor os arcos nas estruturas laterais auxiliares (fig. X.13,*b*) ou nos pilares-pilastras. Neste caso o empuxo determina-se pela fórmula (X.8); no seu denominador ao valor δ_{11} deve ser acrescentado o deslocamento δ'_{11} da estrutura de apoio, originado pela força horizontal igual a 1.

Quando os vãos são grandes ou os esforços longitudinais são da ordem de 8000—12000 kN os apoios das estruturas em forma de arco são feitos normalmente de aço fundido com buchas cilíndricas, da mesma forma que os apoios de ponte (fig. X.14,*b* e X.7,*c*). Quando os esforços são menores, utilizam-se apoios tangenciais (fig. X.14,*a*

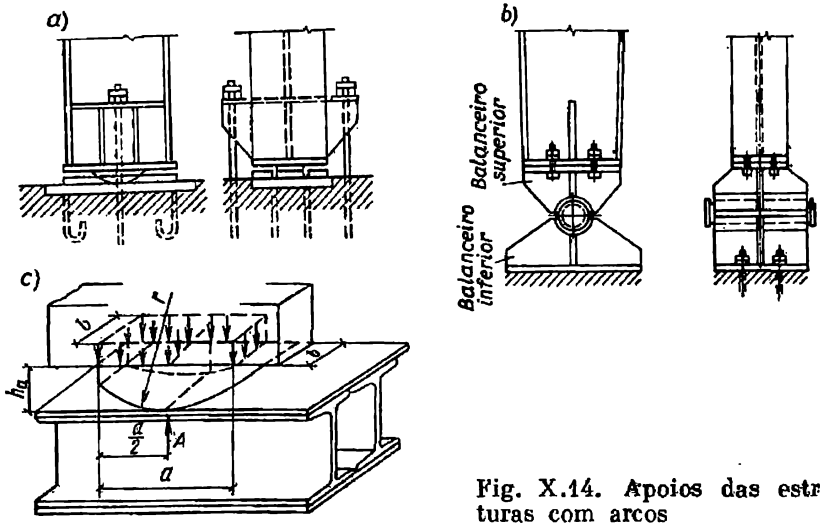


Fig. X.14. Apoios das estruturas com arcos

onde Δ_T é o deslocamento do contranível por causa da carga do guindaste, por exemplo, por causa da força T;

δ, o deslocamento específico (cm/kN) do contranível por causa da força igual a 1.

A força de reação R_r pode ser determinada pela fórmula

$$R_r = \alpha P_e - \alpha' P'_e,$$

onde os coeficientes α e α' estabelecem a correlação entre a força eqüivalente P_e e a reação elástica; esta correlação depende da altura da armação H, correlação das rigidezes do contranível e dos pilares, do passo das armações b e do momento de inércia dos tirantes horizontais J_{tir}^{hor}. Os coeficientes α e α' são achados pelo gráfico (fig. IX.23, *b*) de acordo com o valor de C:

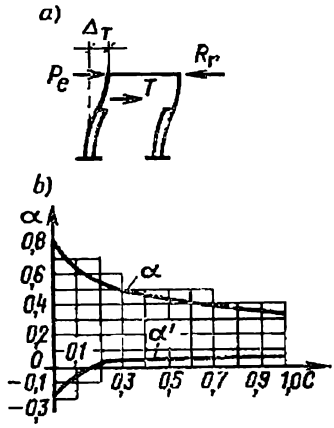


Fig. IX.23. Consideração do trabalho espacial da armação

$$C = \frac{b^3 \Sigma J_{inf} n^{1/2}}{H^3 \Sigma J_{tir}^{hor}}$$

onde $n = J_{sup}/J_{inf}$ é a relação dos momentos de inércia das partes superior e inferior do pilar.

A força eqüivalente P'_e é a influência do carregamento das duas armações que se encontram junto da armação em questão; este valor determina-se pela força P_e [ver a fórmula (IX.11)] multiplicada pela relação das cargas que cabem às armações vizinhas e à armação em questão.

Nos prédios com o revestimento feito de chapas de concreto armado sem as vigas-mestras o telhado também assegura o trabalho espacial da armação da mesma forma que os tirantes longitudinais. No entanto, segundo foi assinalado anteriormente, a transferência das funções de distribuição somente ao telhado pode resultar na sua destruição.

Se o passo dos pilares na fila média é duas vezes maior do que o passo nas filas laterais, o cálculo pode ser realizado em relação a uma armação convencional, cujos momentos de inércia nas seções dos pilares das duas filas extremas são iguais à soma dos momentos de inércia dos dois pilares, isto é, no cálculo inclui-se o bloco de estruturas que está hachurado na fig. IX.24, *a*. O cálculo deste tipo é possível se nos banzos inferiores das armações existem tirantes horizontais ou um disco de telhado rígido que garante o deslocamento igual de todos os pilares do bloco. É de se notar que o esforço reativo horizontal que surge por causa da carga aplicada à barra, destinada a fixar a armação de modo a evitar o seu deslocamento, calcula-se como soma dos esforços reativos em diversas armações

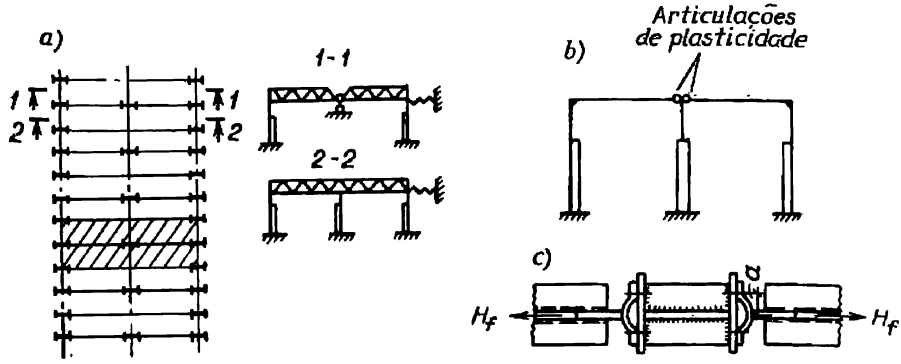


Fig. IX.24. Cálculo das armações com diversos passos dos pilares

planas; depois disso o deslocamento da armação convencional determina-se mediante métodos habituais. Na base do deslocamento determinado desta forma são calculados os esforços para cada armação plana em separado.

De um modo geral quando os passos dos pilares são desiguais em diversas filas o comprimento do bloco nominal adota-se igual ao passo das armações básicas. Neste caso o deslocamento de todas as armações do bloco adota-se igual.

Depois de ter construído os diagramas dos momentos na armação correspondentes a cada carga em separado, compõe-se uma tabela dos valores destes momentos para várias seções dos pilares e estabelece-se a combinação mais vantajosa do momento total M e da força longitudinal N que lhe corresponde. Neste caso leva-se em consideração a combinação básica das cargas (que inclui também a carga devida ao vento) para a qual introduz-se o coeficiente de combinações 0,9 (para todas as cargas exceto a carga permanente).

Nos nós rígidos de junção dos contraníveis das armações aos pilares (especialmente nas filas inteiras) as cargas verticais aplicadas aos contraníveis fazem surgir grandes momentos sobre o apoio. Para evitar isso é preciso utilizar a estrutura plástico-elástica de fixação do banzo superior da armação ao pilar que possa transmitir a carga somente de um determinado valor; quando a carga ultrapassa este valor (acima do limite de escoamento) a estrutura deve deformar-se por não poder agüentar um momento maior.

Na fig. IX.24,*b* está mostrada uma armação com as articulações de plasticidade deste tipo nos locais de fixação das armações do telhado ao pilar médio.

O esforço extremo H_f que o flange pode transmitir (ver a fig. IX.7, *a* e IX.24,*c*) determina-se na base da condição de formação da articulação de plasticidade no caso de flexão do flange

$$M_f = \frac{H_f a}{4} = RW_{pl}^f, \quad \text{uma vez que} \quad W_{pl}^f = \frac{b\delta^2}{4},$$

então

$$H_f = \frac{Rb\delta^2}{a}, \qquad \text{(IX.12)}$$

onde b e δ são a altura e a espessura do flange; a—distância do eixo do flange até a risca dos parafusos; R—limite superior de escoamento para o aço 3 que pode ser adotado igual a 30 kN/cm².

Se a estrutura do nó da armação é executada de acordo com este modelo, o ângulo da armação pode agüentar o momento somente de um determinado sinal. Este momento pode resultar suficiente para garantir a rigidez necessária da oficina a fim de resistir à ação das forças horizontais.

Portanto surge a possibilidade de efetuar o cálculo da armação às cargas verticais partindo da suposição de que o contranível está ligado ao pilar por uma articulação e a seguir aplicar ao cume do pilar o momento igual a $M_{ap} = H_f h_{ap}$ (h_{ap} é a altura da armação no apoio).

As experiências do trabalho real das armações de aço dos prédios industriais confirmaram a importante influência do trabalho espacial das estruturas. Ao mesmo tempo as experiências demonstraram que os locais mais fracos nestas armações são as junções dos elementos das estruturas e das suas peças, e especialmente os locais de junção das vigas porta-guindaste aos pilares que são os primeiros a agüentar a carga dinâmica dos guindastes (os golpes). É esta a razão das exigências normativas mais elevadas, em relação à fixação das estruturas dos prédios e das construções com o regime pesado de trabalho e à rigidez transversal medida pelas flechas horizontais dos pilares.

Exemplo XI.1. Projetar e calcular uma armação transversal de aço da oficina de um só vão $L = 30$ m com dois guindastes de regime pesado de trabalho e capacidade de carga $Q = 50/10$ toneladas cada um. A cota de altura da cabeça do trilho em que está instalado o guindaste é +16 metros acima do nível do chão; esta cota adota-se como o ponto-zero; a cota da parte superior do fundamento é 1 m. O passo dos pilares é 12 metros. A construção realiza-se na região da cidade de Uliánovsk.

1. Escolha do esquema da estrutura

Adotamos as dimensões gerais da estrutura da armação partindo das exigências técnicas e levando em consideração a exigência de abrir uma passagem com a largura de 400 mm ao nível da parte superior das vigas porta-guindaste (fig. IX.25, *a*). A altura da viga porta-guindaste adota-se de acordo com o exemplo VI.11; o trilho em que se desloca o guindaste é KP80. Ao adotar a altura até a parte inferior da armação do telhado é preciso levar em consideração a possibilidade de flexão das armações e dos elementos salientes dos tirantes (nos limites de 200 a 250 mm), o que pode impedir o movimento dos guindastes.

Para o exemplo adotamos o esquema de cálculo em forma de uma armação com os pilares encastrados e tirante ligado por meio de uma articulação (fig. IX.25, *b*).

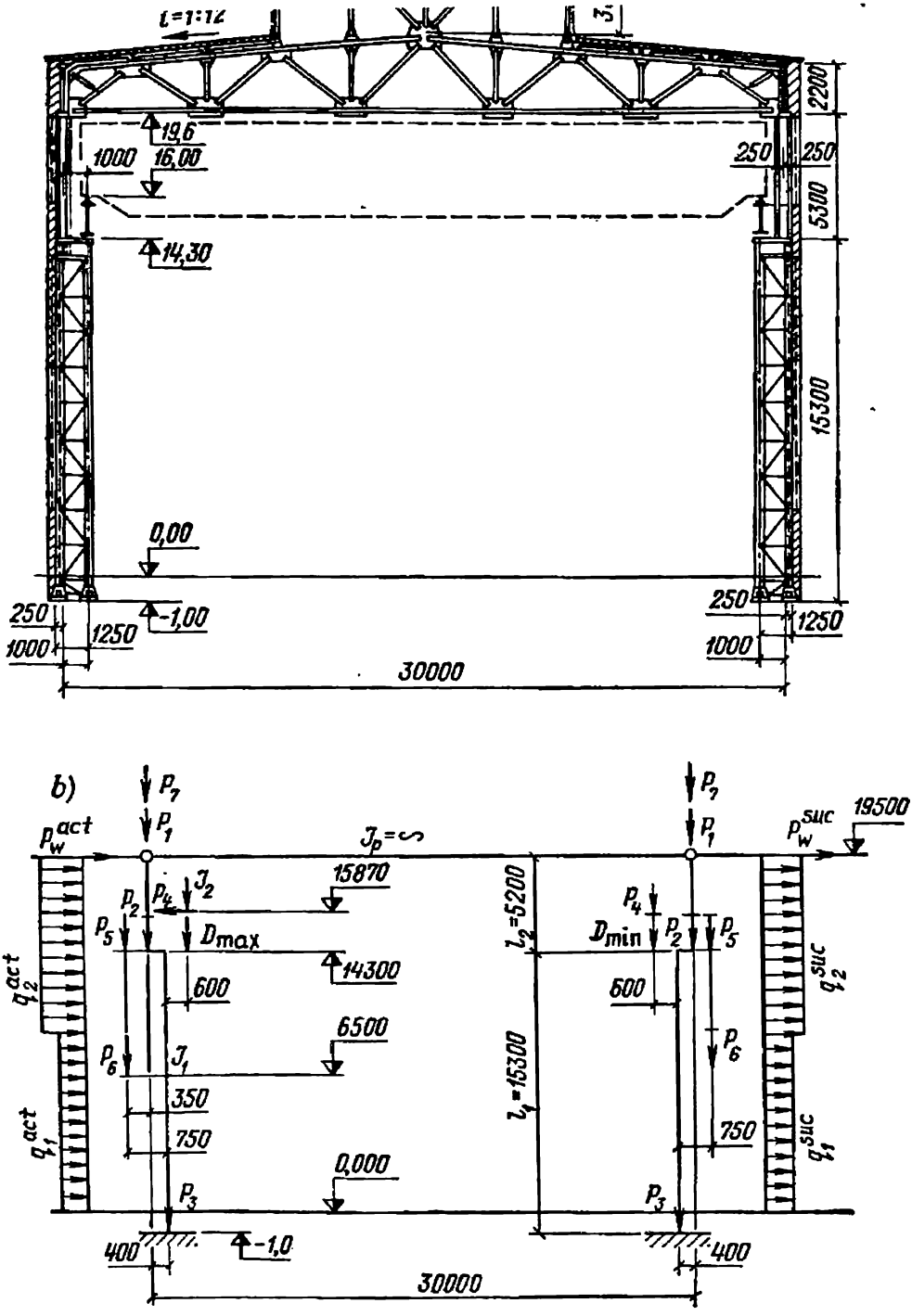


Fig. IX.25. Exemplo IX.1

2. Determinação das cargas que atuam sobre a armação

Cargas permanentes

A carga nominal correspondente à cobertura adota-se em forma de uma carga uniformemente distribuída 3,4 kN/m² e duas cargas concentradas, originadas pelas paredes da clarabóia, sendo que cada uma delas é igual a 31 kN.

O pilar agüenta a carga nominal em forma da pressão de apoio da armação do telhado

$$P_1 = 3{,}4 \cdot 12 \frac{30}{2} + 31 = 643 \text{ kN}.$$

Adotamos o seguinte peso próprio aproximado das estruturas metálicas:
a) parte superior do pilar $P_2 = 15$ kN;
b) parte inferior do pilar $P_3 = 50$ kN;
c) vigas porta-guindaste e plataformas de frenagem $P_4 = 60$ kN.

Partindo da estrutura adotada para a fachada admitimos a carga nominal da parede sobre o pilar em forma de duas forças concentradas: $P_5 = 60$ kN e $P_6 = 50$ kN, aplicadas, respectivamente, nas cotas de 14,3 e 6,5 metros.

Uma vez que o pilar tem uma saliência no local que corresponde à cota 14,3 m, o momento com que a armação está solicitada por causa das cargas permanentes vem a ser

$$M_p = (643 + 15)\, 0{,}4 + 60 \cdot 0{,}75 - 60 \cdot 0{,}6 = 272 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Cargas temporárias

1. *Carga devida à neve.* No cálculo da armação a carga nominal correspondente ao peso da neve pode ser adotada como uniformemente distribuída e igual a 1,4 kN/m² (100 · 1,4 = 140 kgf/m²) (RNCC.II-6-74);

$$P_7 = 1{,}4 \cdot 12 \frac{30}{2} = 252 \text{ kN}.$$

Uma vez que o pilar tem uma saliência, o momento com que a armação está solicitada por causa da neve é $M_{nev} = 252 \cdot 0{,}4 = 101$ kN·m.

2. *Cargas devidas ao guindaste.* GOST 3332—54* estabelece: a capacidade de carga do guindaste é $Q = 50$ t, o peso total do guindaste é $G = 795$ kN (79,5 tf), o peso do carro do guindaste é $g = 185$ kN (18,5 tf), a pressão normativa máxima da roda do guindaste é $P_{max} = 505$ kN (50,5 tf).

A pressão normativa mínima da roda do guindaste determina-se pela fórmula (IX.5)

$$P_{min} = \frac{\overline{Q} + G}{n_r} - P_{max} = \frac{500 + 795}{2} - 505 = 142 \text{ kN (14,25 tf)},$$

onde $n_r = 2$ é o número de rodas de um só lado do guindaste.

Determinamos as pressões mínima e máxima D causadas sobre o pilar por dois guindastes.

Construimos a linha de influência da pressão de apoio levando em consideração a carga total do guindaste (fig. IX.26, *a*) e calculamos as ordenadas da linha de influência y_i; as pressões nominais D são determinadas pela fórmula (IX.4), sendo levado em consideração o coeficiente de sobrecarga $n = 1, 2$ e o coeficiente de combinação $n_{com} = 0{,}95$:

$$D_{max} = P_{max} n_{com} n \Sigma y = 505 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}2\, (0{,}446 + 0{,}884 + 1 + 0{,}564) = 1666 \text{ kN};$$

$$D_{min} = 142{,}5 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}2 \cdot 2{,}894 = 470 \text{ kN}.$$

O momento máximo devido aos guindastes e que atua sobre um pilar da fila A:

$$M_{max} = 1666 \cdot 0{,}6 = 999{,}6 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

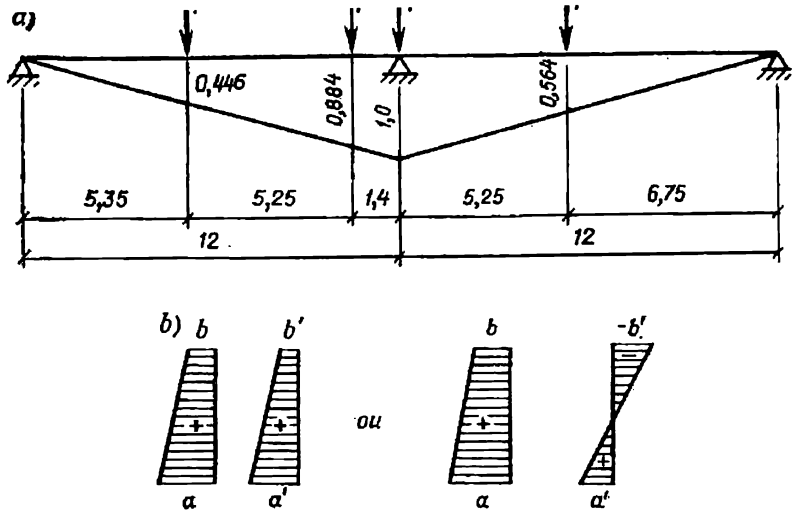


Fig. IX.26. Exemplo IX.1

O momento mínimo devido aos guindastes e que atua sobre um pilar da fila B:

$$M_{\min} = 470 \cdot 0{,}6 = 282 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Determinamos a pressão horizontal com que o pilar está solicitado por causa das forças de frenagem transversal; para isso pela fórmula (IX.6) calculamos a força de frenagem transversal aplicada a uma só roda do guindaste

$$T_r = \frac{Q+g}{20n_r} = \frac{500+185}{20 \cdot 2} = 17{,}1 \text{ kN},$$

onde n_r é o número de rodas de um só lado do guindaste.

A pressão horizontal com que o pilar está solicitado por causa das forças de frenagem transversal é

$$T = T_r n_{com} n \Sigma y = 17{,}1 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}2 \cdot 2{,}894 = 56{,}4 \text{ kN}.$$

3. *A carga com que o pilar está solicitado por causa do vento* adota-se como uniformemente distribuída, sendo a pressão normativa na altura de 10 m igual a 0,35 kN/m² (35 kgf/m²); substituímos o diagrama trapeziforme da pressão do vento na altura de 10—20 metros por um diagrama retangular, sendo o valor médio da ordenada igual a 0,394 kN/m²; acima de 20 m—0,46 kN/m². A pressão do vento sobre o revestimento e a clarabóia transmite-se para o pilar em forma de uma força concentrada P_w. A carga do vento determina-se pela fórmula

$$q_v = nq_0cb,$$

onde q_0 é a pressão normativa devida à velocidade do vento; $b = 12$ m é o passo dos pilares; $n = 1{,}2$ é o coeficiente de sobrecarga; $c = 0{,}8$ e $0{,}6$ são coeficientes aerodinâmicos de pressão activa e de sucção:

$$q_1^{act} = 0{,}35 \cdot 12 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}8 = 4{,}03 \text{ kN/m};$$

$$q_2^{act} = 0{,}394 \cdot 12 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}8 = 4{,}54 \text{ kN/m};$$

$$q_1^{suc} = 0{,}35 \cdot 12 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}6 = 3{,}03 \text{ kN/m};$$

$$q_2^{suc} = 0{,}394 \cdot 12 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}6 = 3{,}41 \text{ kN/m};$$

$P_w = 0{,}46 \cdot 12 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}6 \cdot 8 = 42{,}4$ kN,

$P_w^{\text{suc}} = 0{,}46 \cdot 12 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}6 \cdot 8 = 31{,}8$ kN.

A distância desde a parte inferior da armação do telhado até o cume da clarabóia adota-se igual a 8 metros.

Anotamos todas as cargas e as cotas da sua aplicação na tabela IX.4.

Tabela IX.4

Tabela de cargas nominais

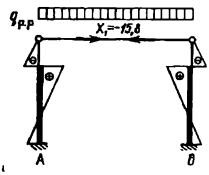
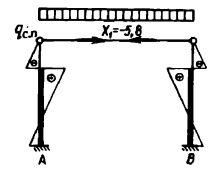
Carga	Forca, kN	Cota de aplicação de força, m	Excentricidade da força em relação ao centro de gravidade da seção, m
Cargas permanentes			
Peso próprio da cobertura P_1 . .	643	19,5	—
Peso da parte superior do pilar P_2	15	14,3	—
Peso da parte inferior do pilar P_3	50	—1	—
Peso das vigas porta-guindaste e das plataformas de frenagem P_4	60	14,3	0,6
Peso da parede P_5	60	14,3	0,75
Peso da parede P_6	50	6,5	0,75
Cargas temporárias			
A neve P_7	252	19,5	—
Pressão máxima vertical do guindaste $D_{\max}$	1666	14,3	0,6
Pressão mínima vertical do guindaste $D_{\min}$	470	14,3	0,6
Frenagem transversal T	56,4	15,87	—
Cargas do vento (uniformemente distribuídas), kN/m:			
q_1^{act}	4,03	até 10	—
q_2^{act}	4,54	10—20	—
q_1^{suc}	3,03	até 10	—
q_2^{suc}	3,41	10—20	—
A carga do vento (concentrada) P_w^{act}	42,4	19,5	—
O mesmo, P_w^{suc}	31,8	19,5	—

3. Cálculo estático da armação

O sistema adotado da armação com os pilares encastrados e ligação do contranível por meio de uma articulação é do primeiro grau da indeterminabilidade estática.

Tabela IX.3

Esforços nominais (em kN) no pilar da armação da fila A

Tipo da carga	Nº do carregamento	Esquema	Coeficiente de combinação	Parte do pilar situada acima do guindaste				Parte do pilar situada abaixo do guindaste				
				seção I – I		seção II – II		seção III – III		seção IV – IV		
				M	*N*	*M*	*N*	*M*	*N*	*M*	*N*	*Q*
Peso próprio	1		1	−57	643	−82	703	+190	778	−52	878	+153
Carga da neve	2		1 0,9	−22 −20	252 227	−30 −27	252 227	+71 +64	252 227	−19 −17	252 227	+5,8 +5,2

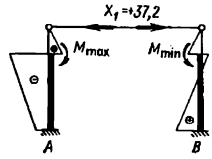
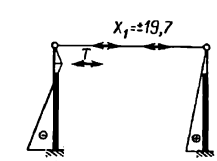
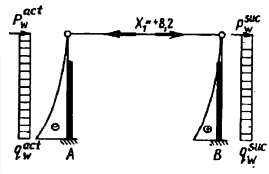
Pressão vertical dos guindastes	D_{max} da esquerda	3		1	+134	—	+193	—	—806	1666	—238	1660	—37,2
				0,9	+121	—	+174	—	—725	1500	—214	1500	—33,5
	D_{min} da esquerda	4		1	+134	—	+193	—	—89	470	+480	470	—37,2
				0,9	+121	—	+174	—	—80	423	+432	423	—33,5
Frenagem transversal dos guindastes	Sobre o pilar da fila *A*	5		1	±71	—	±12,5	—	±12,5	—	∓550	—	±36,7
				0,9	∓64	—	±11,3	—	±11,3	—	∓495	—	±33
	Sobre o pilar da fila *B*	6		1	+71	—	±103	—	±103	—	±404	—	∓19,7
				0,9	±64	—	±93	—	±93	—	±364	—	∓17,7
Carga do vento	Vento da esquerda	7		1	—151	—	—236	—	—236	—	—1605	—	+122,4
				0,9	—136	—	—212	—	—212	—	—1445	—	+110,2
	Vento da direita	8		1	+165	—	+251	—	+251	—	+1492	—	—105,6
				0,9	+149	—	+226	—	+226	—	+1343	—	—95

Tabela dos esforços nominais (em kN) no pilar da armação situada na fila A com diversas combinações de cargas[1]

Esforços nominais	Coeficiente de combinação	Parte do pilar acima do guindaste				Parte do pilar abaixo do guindaste				
		seção I–I		seção II–II		seção III–III		seção IV–IV		
		M	N	M	N	M	N	M	N	Q
$+M_{max}$ com N_{corres}	1	+148 1, 3, 5	643	+214 1, 3, 6	703	+441 1, 8	778	+1440 1, 8	878	+52,4
	0,9	+277 1, 3, 5, 8	643	+411 1, 3, 6, 8	703	+480 1, 2, 8	1005	+2218 1, 4, 5, 8	1301	−3,5
$-M_{max}$ com N_{corres}	1	−208 1, 7	643	−318 1, 7	703	−719 1, 3, 6	2444	−1657 1, 7	878	+280,4
	0,9	−213 1, 2, 7	870	−321 1, 2, 7	930	−840 1, 3, 6, 7	2278	−2223 1, 2, 3, 5, 7	2605	+272,9
N_{max} com $+M_{corres}$	1	+148 1, 3, 5	643	+214 1, 3, 6	703	+261 1, 2	1030	+978 1, 4, 5	1348	+84,1
	0,9	+277 1, 3, 5, 8	643	+411 1, 3, 6, 8	703	+480 1, 2, 8	1005	+2218 1, 4, 5, 8	1301	−3,5
N_{max} com $-M_{corres}$	1	−79 1, 2	895	−112 1, 2	955	−719 1, 3, 6	2444	−840 1, 3, 5	2544	+157,5
	0,9	−213 1, 2, 7	870	−321 1, 2, 7	930	−840 1, 3, 6, 7	2278	−2223 1, 2, 3, 5, 7	2605	+272,9
N_{min} com $-M_{corres}$	1							−1648* 1, 7	718*	+251,7*

[1] As linhas horizontais dos valores dos esforços e dos números de carregamentos são alternadas.

* Os esforços originados nesta combinação pelas cargas permanentes foram tomados com o coeficiente de sobrecarga $n = 0,9$.

Para calcular a armação utilizamos o método de forças adotando a força normal X_1 no contranível da armação como a incógnita supérflua. Então o sistema básico será composto de dois pilares encastrados na parte inferior. A equação canônica para a determinação da incógnita terá a seguinte forma:

$$\delta_{11}X_1 + \Delta_{1p} = 0, \quad \text{daí} \quad X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}}.$$

Onde δ_{11} é o deslocamento dos pontos de aplicação das forças $X_1 = 1$ no sentido da sua direção (aproximação ou afastamento), provocado por estas mesmas forças;

Δ_{1p}, deslocamento dos mesmos pontos e no mesmo sentido por causa da carga externa.

Os deslocamentos δ_{11} e Δ_{1p} podem ser determinados pela fórmula

$$EJ_0\delta_{ik} = \Sigma \int_a^b M_i M_k \frac{J_0}{J_i}\, dx = \Sigma \left(M_i^a M_k^a + 4M_i^c M_k^c + M_i^b M_k^b\right) \frac{l}{6} \cdot \frac{J_0}{J_i},$$

onde $M_{ik}^{a,b}$ são os valores das ordenadas dos diagramas dos momentos nas extremidades da barra a e b;

M_{ik}^c, valores das ordenadas dos diagramas dos momentos no meio da barra;

l, comprimento da barra;

J_0/J_i, relação dos momentos de inércia das seções dos pilares (normalmente $J_0 = 1$).

Para os dois diagramas trapeziformes dos momentos que vemos na fig. fig. IX.26, *b* obtemos:

$$EJ_0\delta_{12} = \frac{l}{6}\left(2aa' + 2bb' + ab' + a'b\right),$$

onde a, a', b e b' são valores das ordenadas dos diagramas dos momentos nas extremidades da barra.

Depois de determinar a força incógnita X_1 calculemos o momento M em qualquer seção da armação:

$$M = M_p + M_1 X_1,$$

onde M_p é o momento originado pelas cargas externas no sistema básico estaticamente determinável;

M_1, momento originado pela força $X_1 = 1$.

No processo de construção dos diagramas dos momentos marcamo-los do lado da fibra tendida; os diagramas situados do lado interno dos pilares são considerados positivos. Os valores dos momentos nas seções características dos pilares estão indicados na tabela IX.5 e as combinações nominais dos esforços, na tabela IX.6.

§ 48. ESTRUTURAS DAS CLARABÓIAS E DA OSSATURA DA PAREDE

As clarabóias instaladas nas armações do telhado servem para iluminar e arejar as oficinas. Existem as clarabóias com o escoadouro externo (fig. IX. 27, *a* e *b*) e interno (fig. IX.27,*c*). Nas clarabóias utiliza-se sobretudo o envidraçamento vertical.

As clarabóias podem ser dispostas ao longo de uma oficina (clarabóias longitudinais) ou de través (clarabóias transversais). As clarabóias mais usadas são do tipo longitudinal. A largura das clarabóias deste tipo constitui normalmente 0,3—0,5 de largura do vão.

Nas oficinas com sistemas de calefação e largura da clarabóia superior a 9 metros o escoamento da água é interno; se a largura da clarabóia é menor ou se a oficina não tem o sistema de calefação os escoadouros das clarabóias são externos.

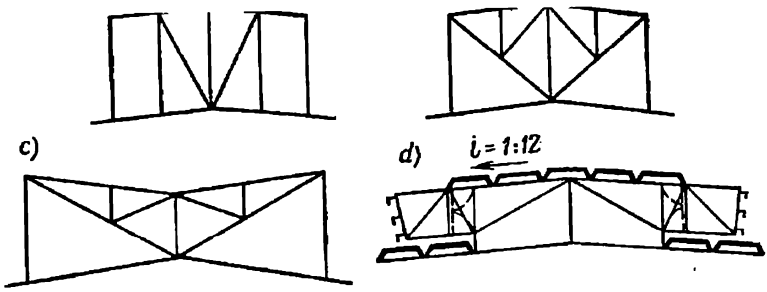


Fig. IX.27. Esquemas das clarabóias

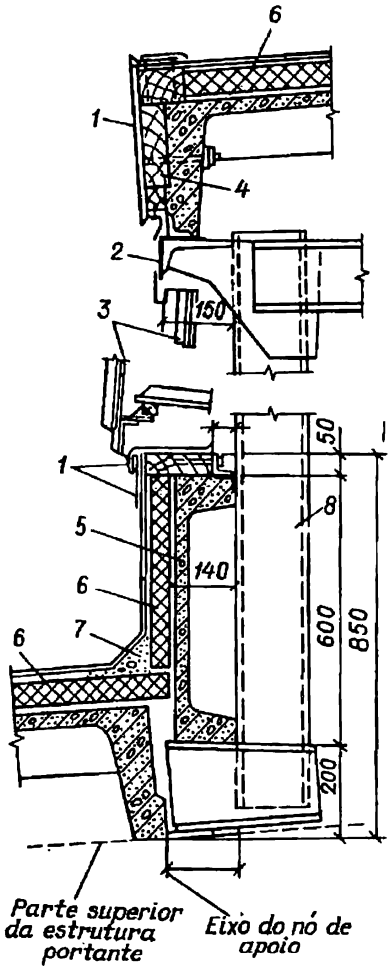


Fig. IX.28. Montante da clarabóia

1—aço do telhado; *2*—trave de envidraçamento; *3*—caixilho de aço; *4*—tábua; *5*—chapa lateral de concreto armado ПКЖВ; *6*—camada de material destinado a proteger contra o frio; *7*—concreto; *8*—ossatura da clarabóia

A altura das clarabóias depende da área de iluminação necessária; os caixilhos que se instalam nas clarabóias têm a altura de 1,25; 1,5 e 1,75 metros e são suspensos na ossatura das clarabóias; o envidraçamento das clarabóias deve ser levantado um pouco em relação à superfície do telhado (no mínimo 400 mm). A altura dos montantes da clarabóia junto da superfície envidraçada é aproximadamente 1 m superior à altura geral dos caixilhos.

A ossatura da clarabóia pode incluir muitos montantes (fig. IX.27,*a*) ou ter a forma de várias armações (fig. 27,*b* e *c*).

Se a clarabóia inclui muitos montantes é preciso assegurar a invariabilidade da sua estrutura mediante a instalação de diagonais. As clarabóias deste tipo (isto é, compostas de diversos elementos) são mais leves e o seu transporte é mais cômodo. As clarabóias em forma de armações têm menos nós de conjugação com a armação e por isso a sua montagem é mais cômoda.

Para arejar os prédios industriais de uma forma mais eficiente são utilizadas clarabóias especiais de arejamento (fig. IX.27,*d*) com vãos abertos e placas especiais para a proteção contra o vento.

O elemento básico no cálculo de uma clarabóia é o montante externo que além da carga vertical agüenta também a carga do vento. A seção do montante consiste normalmente de duas cantoneiras de abas desiguais ou ferros em U.

Na fig. IX.28 está mostrado o montante da clarabóia com caixilhos metálicos suspensos nele. O montante é fixado por meio de parafusos brutos ou por meio da soldagem a uma chapa de reforço que sobressai da armação do telhado. A junção pode ser executada também por meio de flanges.

As condições de exploração do telhado exigem que as clarabóias longitudinais tenham rupturas no mínimo de 80 em 80 metros e não atinjam as extremidades do prédio. Para tornar a estrutura geral das clarabóias invariável, são instalados tirantes horizontais e verticais idênticos aos tirantes nas armações do telhado.

A ossatura da parede serve para apoiar as paredes do prédio. A parede é composta normalmente de grandes chapas de concreto armado com o comprimento de 6 ou 12 metros e largura de 1,2 ou 1,8 metros, suspensas nos pilares (fig. IX.29,*a*). As chapas são instaladas nos painéis de soco ou na ossatura metálica.

As paredes podem ser finas (ou frias) e quentes: as primeiras utilizam-se nas oficinas das usinas metalúrgicas com a temperatura elevada e as segundas nos prédios com sistemas de calefação. As paredes quentes também são feitas de chapas de concreto armado mas munidas de uma camada de proteção contra o frio. As paredes frias podem ter a espessura de meio-tijolo e as quentes de um tijolo ou de $1\frac{1}{2}$ tijolos, colocados numa ossatura de aço; a ossatura é composta de tirantes horizontais e de montantes verticais que agüentam o peso da parede e a carga horizontal do vento.

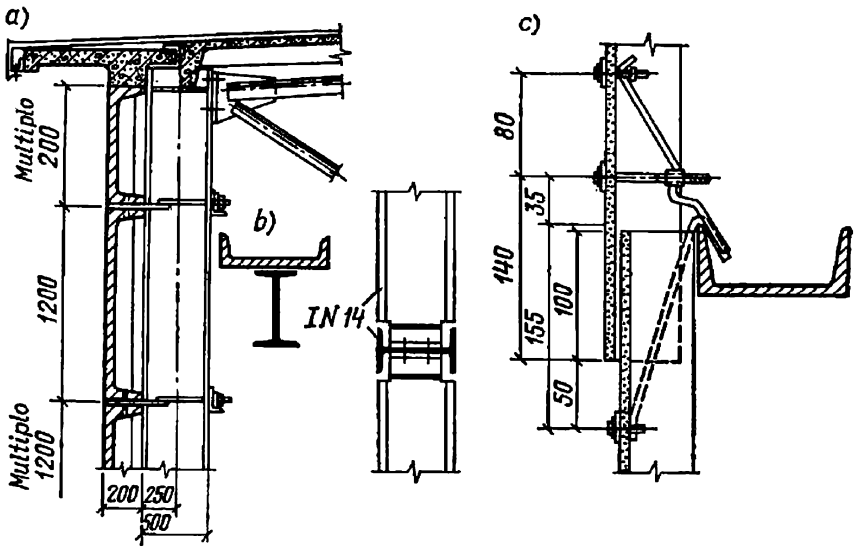


Fig. IX.29. Ossatura de uma parede fina

A área de um bloco da parede de meio-tijolo adota-se normalmente igual a 9—12 m²; o bloco tem de ser emoldurado por um quadro de ferro U ou T duplo N° 14. É preferível alongar um bloco no sentido vertical do que horizontal. Um bloco deste tipo agüenta bem a carga horizontal do vento transmitindo-a através de tirantes e montantes para os pilares. Os contraníveis que se encontram sobre os vãos além das cargas horizontais agüentam também as cargas verticais devidas ao peso da parede; por isso a sua seção deve ser feita rígida em ambos os sentidos (fig. IX.29, *b*). Uma parede de chapas de cimento e amianto é menos resistente. A sua fixação está mostrada na fig. IX.29, *c*.

O contranível não é solicitado por todo o peso da parede que se encontra sobre ele, mas somente por uma parte dela, pois dentro da alvenaria forma-se uma abóbada que agüenta uma parte do peso da parede. Por isso os contraníveis são calculados de forma a resistir a uma carga convencional triangular (a parte hachurada na fig. IX.30). Quanto ao valor do momento de flexão esta carga é equivalente ao carregamento do contranível por uma carga uniformemente distribuída originada pela alvenaria com a altura de 0,6 *b*; a fixação do contranível ao pilar calcula-se para resistir à reação de

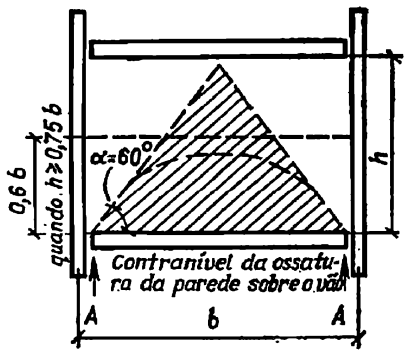


Fig. IX.30. Cálculo de um contranível

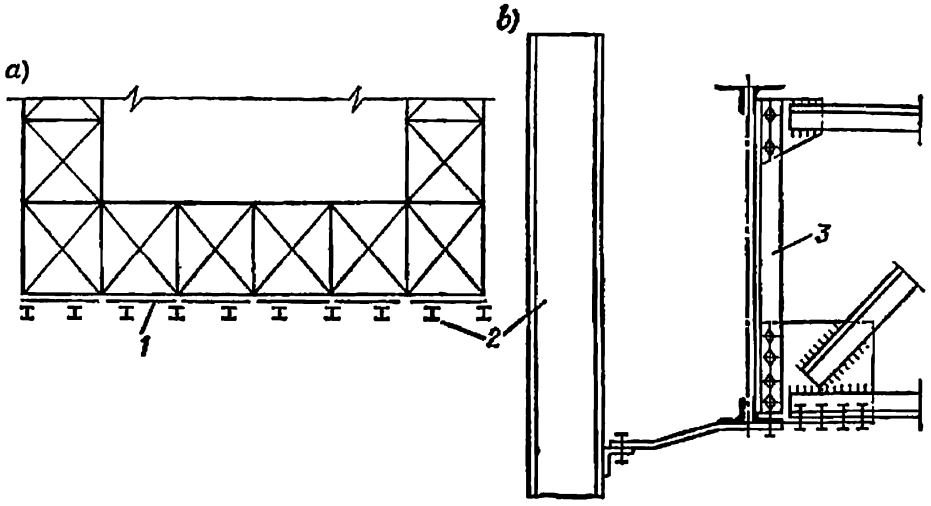


Fig. IX.31. Apoio dos montantes da armação de rótula lateral
1—vigas que distribuem o peso da estrutura; *2*—montante da ossatura da parede lateral; *3*—armação do telhado

apoio total A, que é igual à metade do peso de um bloco da parede. Os contraníveis são fixados nos pilares com a ajuda de parafusos brutos.

Os montantes da ossatura da parede lateral têm normalmente a seção em T duplo. Eles agüentam a carga vertical da parede e flexionam-se no sentido horizontal sob a ação do vento. A carga horizontal devida ao vento transmite-se pelos montantes para a viga marginal, situada em baixo, ou para o fundamento: em cima esta carga transmite-se para a armação horizontal destinada a resistir ao vento e que faz parte do sistema dos tirantes instalados nos banzos inferiores das armações do telhado (fig. IX.31, *a*). Se a disposição dos montantes da ossatura da parede lateral não coincide com os nós da armação de ligação devem ser instaladas vigas de distribuição (feitas normalmente de ferro U) que transmitem as pressões horizontais dos montantes para os nós da armação. Na fig. IX.31, *b* está mostrado o pormenor de junção do montante ao nó da armação lateral do telhado com a ajuda de uma articulação em forma da chapa que transmite a carga horizontal, mas não impede a flexão livre da armação.

CAPÍTULO X

OSSATURA DE AÇO DOS PRÉDIOS COM GRANDES VÃOS E DAS CONSTRUÇÕES DE GRANDE ALTURA

Nos prédios e construções públicas (salas de exposição, salas para jogos esportivos e espetáculos, mercados, estádios cobertos, etc.), nos prédios destinados para objetivos especiais (hangares, garagens, depósitos de trolebuses, estações, etc.) e nos prédios industriais (oficinas universais com guindastes suspensos, laboratórios físicos, depósitos cobertos para automóveis, etc.) é preciso recobrir freqüentemente grandes vãos, cujas dimensões são determinadas por exigências da tecnologia ou da arquitetura.

As estruturas que recobrem grandes espaços têm freqüentemente um só vão o que é condicionado pela exigência básica apresentada às construções deste tipo, isto é, ter um grande espaço livre; no entanto estas estruturas podem ter também vários vãos.

A grande variedade de construções destinadas para diversos objetivos resulta também numa grande variedade de respectivos planos. As construções podem ter no plano a forma retangular, redonda, ovalada, etc. com as estruturas portantes em forma de sistemas planos ou espaciais.

Ao escolher o esquema geral do prédio, a sua estrutura e o material da cobertura é preciso ter em vista antes de mais nada que a construção deve satisfazer o objetivo a que está destinada a ser racional. De acordo com o seu objetivo cada construção deve satisfazer várias exigências específicas que são expostas normalmente nos livros especiais, pois as construções de cada tipo têm a sua própria história e perspectivas de desenvolvimento.

A escolha da estrutura de uma cobertura de grande vão determina-se pelo seu próprio peso, que é a sua carga básica; é este também o fator que determina o custo da estrutura.

Nos prédios industriais de grande vão é preciso também levar em consideração que o plano inferior da cobertura deve ser horizon-

tal para dispor ali as vias dos guindastes, as cadeias de produção, etc. e ter os elementos das ossaturas com uma rigidez suficiente nos sentidos horizontal e vertical.

§ 49. ESTRUTURAS PLANAS COMPOSTAS DE VIGAS E ESTRUTURAS DE ARMAÇÕES DESTINADAS PARA GRANDES VÃOS

As estruturas compostas de vigas ou de armações podem ser utilizadas nas coberturas dos prédios que têm uma configuração retangular no plano.

As estruturas de grandes vãos compostas de vigas e de armações são feitas normalmente treliçadas em forma de armações pesadas, dispostas sobretudo de través do prédio com o passo múltiplo de 6 ou 12 metros. Entre elas são dispostas as traves intermediárias— vigas ou armações. Para assegurar a invariabilidade espacial da estrutura são instalados os tirantes.

São qualificadas de pesadas as armações cujos elementos têm a seção com duas paredes. As seções deste tipo são necessárias quando os esforços nos banzos dos elementos das armações ultrapassam 4000—5000 kN. Esforços tão grandes são característicos para as armações com o vão de 80—100 m e mais, solicitadas por grandes cargas. As armações deste tipo com guindastes suspensos são utilizadas nas oficinas de montagem dos aviões, hangares (fig. X.1) e nos estaleiros.

As armações das estruturas com grandes vãos podem ser muito variadas tanto no que diz respeito ao seu esquema, como à configuração, ou seja, ter a forma de armações compostas de vigas, ou de contraníveis dos bastidores com banzos paralelos ou poligonais, ou de armações em arco, arcos com cordas, vigas reforçadas por arcos parabólicos ou subtendentes, etc.

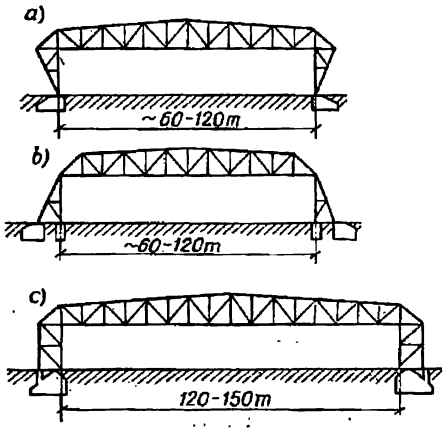


Fig. X.1. Sistema de armações treliçadas de grande vão

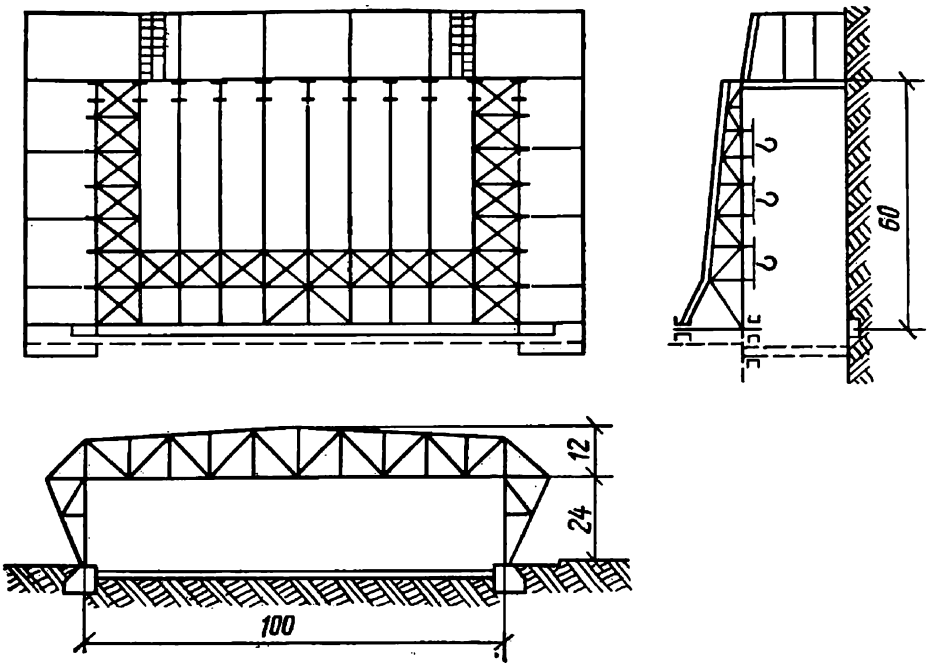


Fig. X.2. Hangar (planta e corte)

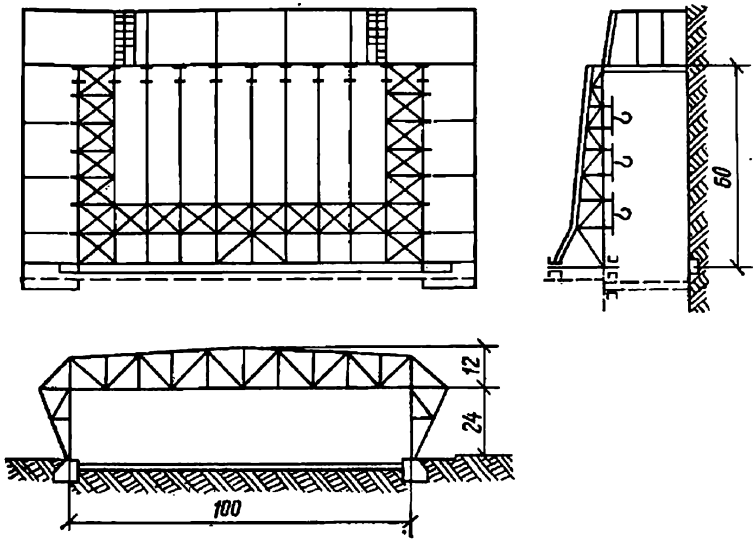
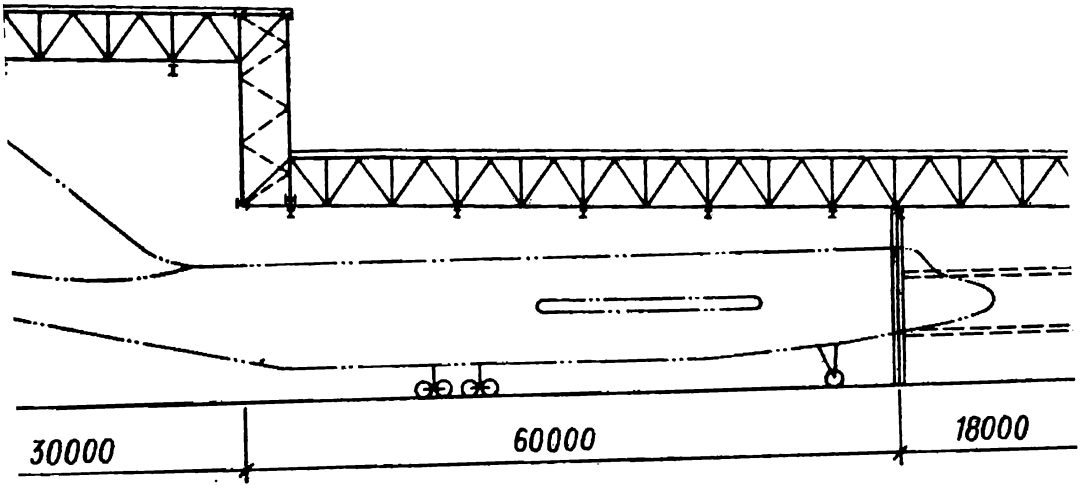


Fig. X.2. Hangar (planta e corte)

Uma armação de duas articulações situadas junto dos apoios está mostrada na fig. X.1, *a*; armação com as articulações situadas junto do cume dos pilares está mostrada na fig. X.1, *b*. As armações do primeiro tipo são mais vantajosas pois o ângulo rígido contribui para descarregar o contranível, diminuindo os esforços que existem nele. Na fig. X.1, *c* está mostrada uma armação sem articulações que necessita de um fundamento bem desenvolvido. Além disso, esta armação é mais sensível às variações da temperatura.

Na fig. X.2 está mostrado o hangar com a armação básica munida de duas articulações situadas sobre o portão (o seu vão é de 100 m); a armação serve de apoio para as armações do telhado com o vão de 60 metros. O passo destas últimas é igual ao comprimento do painel da armação básica. Do outro lado as armações do telhado apoiam-se nos pilares. Os guindastes de lança ($Q = 3 \ldots 5$ T) são suspensos nas vigas fixadas nos nós das armações do telhado. O portão situado ao longo da armação é composto de vários batentes apoiados em baixo nas rodas; em cima os batentes apoiam-se horizontalmente nas corrediças especiais fazendo com que elas encostem nos tirantes fixados nos banzos inferiores das armações. A armação básica exerce o empuxo horizontal que, quando o solo é bom, pode ser neutralizado pelos fundamentos e quando os solos são maus, por uma corda de aço que trabalha à tração e que se coloca debaixo do chão dentro de uma caixa especial.

A altura da armação h determinada pela equação $\frac{dG}{dh} = 0$ (G é o peso da armação) de forma a ter o peso mínimo, resulta igual a 1/5 . . . 1/6 do vão. No entanto a altura das armações é adotada geralmente inferior a 1/8 . . . 1/10 do vão a fim de satisfazer as exi-



squema de um hangar de grandes dimensões com duas arm
spostas em diversas alturas

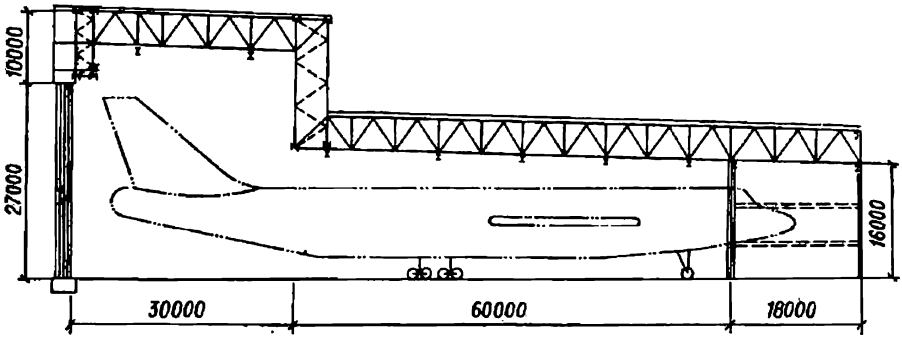


Fig. X.3. Esquema de um hangar de grandes dimensões com duas armações espaciais dispostas em diversas alturas

gências gerais da construção civil no sentido de diminuir o volume dos prédios.

Nas estruturas compostas de armações pode ser utilizada a protensão que diminui o peso da estrutura[1]. Em particular na armação mostrada na fig. X.2 pode-se esticar as contrafixas extremas junto dos pilares descarregando desta forma o contranível.

Na fig. X.3 está mostrado o esquema de um grande hangar com duas armações espaciais longitudinais situadas em diversas alturas. Este sistema adota-se devido ao aumento do comprimento e das dimensões verticais da cauda dos aviões modernos.

Ao elaborar o esquema de uma construção com grandes vãos deve-se prestar uma atenção especial à distribuição dos tirantes que garantem a estabilidade do banzo superior das armações e a invariabilidade da construção em geral, assim como a devida resistência às cargas horizontais originadas pelo vento.

O próprio peso das armações com grandes vãos pode ser determinado aproximadamente pelos esforços longitudinais N nos elementos ou pelo momento M nas vigas e pela força transversal Q. A armação pode ser considerada uma viga se for introduzido o coeficiente de projeção ψ_p.

O peso da armação G_a é igual ao peso dos banzos G_b e peso das diagonais G_d com placas de reforço. Considerando que as seções dos banzos superior e inferior da armação F_b são quase iguais, que o comprimento do painel é l_b e o peso específico do aço é $\gamma = 78{,}5$ kN/m^3, obtemos o peso da armação:

$$G_a = G_b + G_d = 2\sum_1^n F_b l_b \gamma \psi_{p.\,b} + \sum_1^n F_d l_d \gamma \psi_{p.\,d} =$$

$$= 2\sum_1^n \frac{M l_p}{hR} \gamma \psi_{p.\,b} + \sum_1^n \frac{Qh}{\cos^2 \alpha \cdot R} \gamma \psi_{p.\,d},$$

[1] B. A. Speranski. Estruturas metálicas treliçadas submetidas à protensão. M., Stroïizdat, 1970.

onde $F_b = \frac{N_b}{R} = \frac{M}{hR}$ é a seção teórica do banzo no caso de utilização total da resistência nominal (h é a altura da armação, R—resistência nominal); n—o número de elementos; α—ângulo de inclinação da diagonal em relação à vertical;

$$F_d = \frac{N}{R} = \frac{Q}{\cos \alpha R}; \quad l_d = \frac{h}{\cos \alpha}$$

$\psi_p > 1$ é o coeficiente de projeção que indica o quanto o peso real do elemento é superior ao peso calculado na base da seção teoricamente necessária a fim de resistir aos esforços.

O coeficiente $\psi_p > 1$ devido à seção escolhida com um nível insuficiente de precisão ($f > N/R$) e existência de peças adicionais—placas de reforço, talas, pranchetas, etc. A relação do peso do elemento com as peças adicionais ao peso calculado na base da seção escolhida do elemento chama-se coeficiente construtivo ψ_c.

Para os banzos das armações os valores deste coeficiente podem ser adotados $\psi_{p.b} = 1{,}5 \ldots 1{,}7$; e para as diagonais $\psi_{p.d} = 1{,}7 \ldots 1{,}9$.

Os coeficientes construtivos são inferiores em aproximadamente 20 . . . 25%. Os seus valores são respectivamente seguintes: para os banzos $\psi_{c.b} = 1{,}15 \ldots 1{,}25$ e para as diagonais $\psi_{c.d} = 1{,}2 \ldots 1{,}4$.

O cálculo de uma armação com duas articulações realiza-se da mesma forma que de um sistema do primeiro grau de indeterminabilidade estática (a força incógnita supérflua X_1 é o empuxo) levando em consideração a deformação do elemento (cabo) que liga saiméis do arco

$$X_1 = -\frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11} + \frac{El_c}{F_c E_c}} = -\frac{\sum \frac{N_1 N_p l_i}{F_i}}{\sum \frac{N_1^2 l_i}{F_i} + \frac{El_c}{E_c F_c}}. \qquad (X.1)$$

Onde N_1 são esforços nos elementos do sistema básico originados pela força $X_1 = 1$;

N_p, esforços nos elementos do sistema básico originados pelas cargas externas;

l_i e F_i, comprimentos e áreas das seções dos elementos das armações e dos pilares;

l_c e F_c, comprimento e área da seção da peça (cabo) que liga os saiméis do arco.

Os esforços nos elementos são

$$N = N_p + X_1 N_1. \qquad (X.2)$$

Uma vez que F_i faz parte do numerador e do denominador da fórmula (X.1), o que nos importa é apenas a relação F_i/F_0, onde F_0 é a área convencional da seção adotada como 1.

O cálculo realiza-se em forma de uma tabela.

Se é preciso levar em consideração a influência da diferença das temperaturas do ar sobre a estrutura, o empuxo deve ser determi-

nado pela fórmula

$$X_1 = -\frac{E\Delta_{1t}}{\delta_{11} + \frac{El_c}{E_c F_c}}. \qquad (X.3)$$

Onde

$$\Delta_{1t} = \alpha t \Sigma N_i l_i.$$

Devido à existência de grandes esforços as seções dos elementos são normalmente de duas paredes, tendo em geral a forma de H, U, etc. (fig. X.4). A escolha das seções dos elementos das armações pesadas realiza-se inicialmente para o elemento comprimido mais potente dos banzos, depois para o elemento mais fraco, estabelecendo desta forma variedade de perfis e seções. A altura da seção h não deve ser superior a 1/10 do comprimento do painel o que corresponde à admissão feita de que no esquema nominal das armações os nós são articulados.

É preferível que nos elementos comprimidos a flexibilidade em ambos os sentidos seja aproximadamente igual e as seções sejam simétricas. Os eixos dos elementos dos banzos não devem ser deslocados um em relação a outro em mais de 1,5% da altura da seção; no caso contrário deve ser levado em consideração o momento adicional originado pelas forças axiais excêntricas.

As armações são ligadas aos elementos com a seção em H por meio de placas de ligação externas; ao mesmo tempo a transmissão necessária do esforço na junta do banzo é garantida por chapas de ligação adicionais. É de se notar que nestes casos, devido à aplicação de calibres de perfuração planos para a abertura de orifícios à chapa horizontal com a seção em H às vezes não se sobrepõe alguma peça. Neste caso o fluxo das linhas de força é transmitido através da placa de reforço. O cálculo das placas ou treliças que ligam os ramos da seção num todo único, realiza-se da mesma forma que o cálculo dos pilares submetidos à compressão central.

No processo de projeção é preciso fazer com que o número de peças nos elementos seja mínimo e as placas de reforço tenham una configuração simples, sem recortes e ângulos internos. As junções nos nós podem ser executadas por meio de rebites, parafusos de alta resistên-

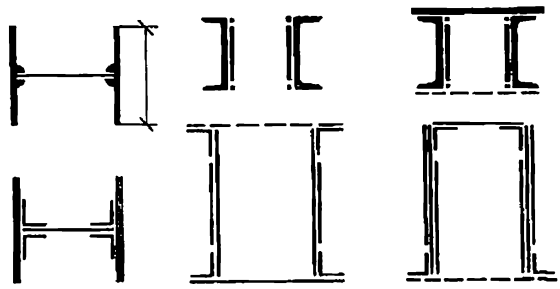


Fig. X.4. Seções dos elementos das armações pesadas do tipo «ponte»

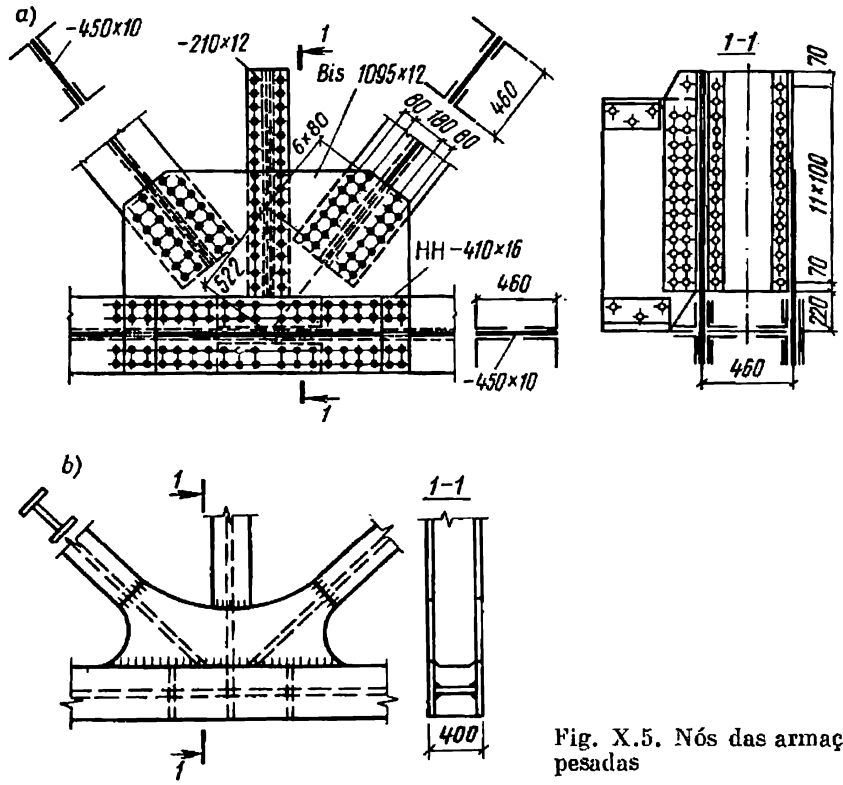


Fig. X.5. Nós das armações pesadas

cia ou por meio da solda. Na fig. X.5,*a* está mostrado um nó rebitado de uma armação pesada da ponte (jacente) cujos elementos têm a seção em H. Deve-se adotar a disposição simétrica de rebites com um passo único ou múltiplo deste de forma que o número de rebites seja mínimo.

Na fig. X.5,*b* está mostrado o nó soldado de uma armação pesada. As junções dos elementos soldados devem ser projetadas de maneira que a concentração das tensões seja mínima; isto se faz por meio de abertura de tróquilos nas placas de reforço e respetivo tratamento das juntas.

Ultimamente utiliza-se em grande escala o método de ligação dos elementos das armações pesadas por meio de parafusos de alta resistência, o que torna a montagem mais barata e mais rápida. Na fig. X.6. está mostrada uma armação de grande vão (36 m) que serve simultaneamente como suporte do telhado e dos guindastes. O banzo inferior da armação consiste de uma viga em U soldada apoiada nos nós da armação. As armações do telhado apoiam-se no seu banzo superior. As estruturas deste tipo são indispensáveis quando o passo longitudinal dos pilares nos prédios industriais (oficinas de fundição de aço, etc.) é grande. No banzo inferior das armações e nos elementos da treliça além dos esforços axiais comuns atuam também os momen-

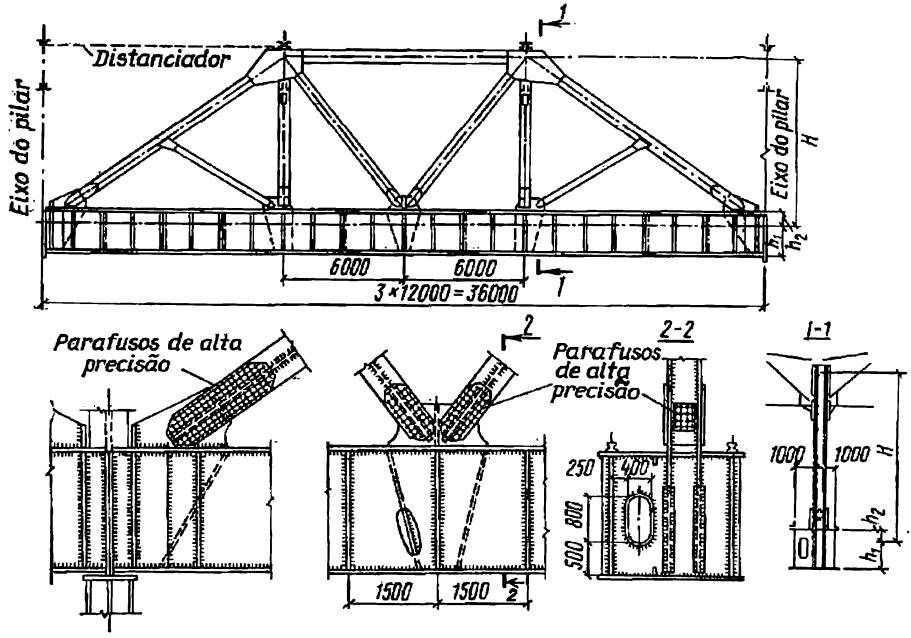


Fig. X.6. Armação do telhado que serve também como apoio do guindaste

tos locais de flexão e de torção. Esta estrutura une de uma forma compacta a viga porta-guindaste e a armação do telhado, o que permite economizar o material.

Os apoios das armações pesadas do tipo de viga e das armações de grande vão solicitadas por uma grande carga (que chega a milhares de kN) devem ter uma forma tal que as reações de apoio sejam transmitidas precisamente no lugar marcado e pouco dependam das variações da distância entre os pontos de apoio em consequência da flexão das armações ou alteração do ângulo de inclinação da curva de flexão. Em conformidade com isso os apoios dividem-se em imóveis e móveis. Para as vigas com o vão inferior a 40 m fazem-se apoios tangenciais (fig. X.7,*a*).

Quando os vãos são grandes, torna-se notável o deslocamento dos pontos de apoio em conseqüência da flexão das armações ou das variações da temperatura (fig. X.7,*b*). Por isso os apoios articulados móveis das estruturas com grandes vãos fazem-se na base de rolos (fig. X.7,*c*). As peças dos apoios são feitas de aço fundido; os rolos ou as buchas cilíndricas das articulações, de aço BCт5.

Os rolos (fig. X.7,*d*) são calculados para resistir à compressão diametral convencional pela fórmula

$$\sigma = \frac{A}{n\,dl} \leqslant R_{\text{r. r.}} \qquad \text{(X.4)}$$

onde A é a reação de apoio; n, número dos rolos; d, diâmetro do rolo; l, comprimento do rolo; $R_{\text{r. r}}$, resistência nominal dos rolos à compressão diametral no caso de contato livre (ver as tabelas II.15 e II.16).

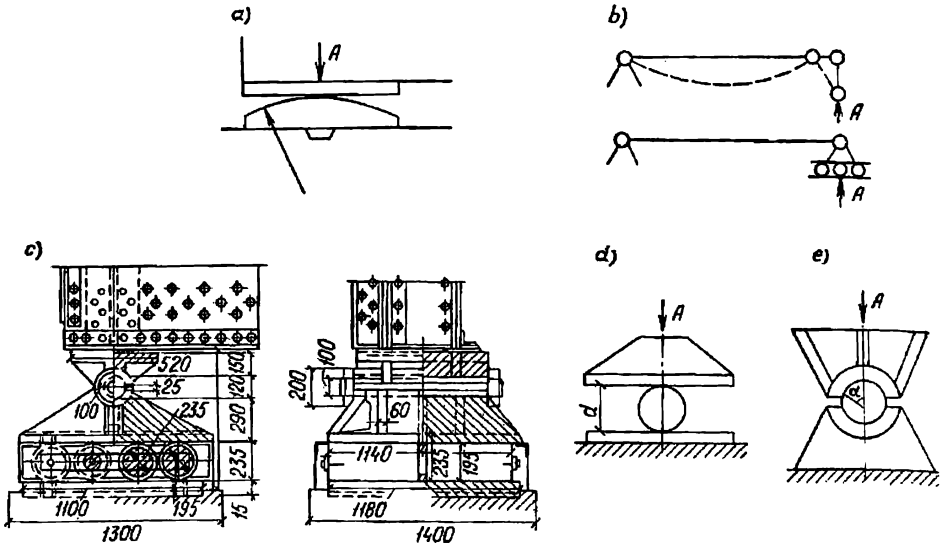


Fig. X.7. Peças de apoio das armações pesadas

Quando o contato é muito estreito (o ângulo central de tangência é $\alpha \geqslant \pi/4$, fig. X.7,*e*) as buchas cilíndricas ou munhões devem ser calculadas à mutilação pela fórmula

$$\sigma = \frac{A}{1{,}25rl} \leqslant R_{\text{mut}}. \qquad (X.5)$$

onde r é o raio da articulação ou do munhão. Os valores das resistências nominais à mutilação no caso do contato estreito R_{mut} estão indicados nas tabelas II.15 e II.16.

Quando se instalam articulações com a cabeça em forma de esfera as tensões de mutilação no caso do contato estreito são determinada pela fórmula

$$\sigma = \frac{6A}{\pi d^2} \cdot \frac{1}{1-\cos^3\varphi} \leqslant R_{\text{mut}}, \qquad (X.6)$$

onde d é o diâmetro da superfície esférica;
φ, ângulo de tangência entre a cabeça e o balanceiro esférico.

§ 50. COBERTURAS EM FORMA DE ARCOS E CÚPULAS; COBERTURAS SUSPENSAS E COBERTURAS COMPOSTAS DE ESTRUTURAS

1. Coberturas em forma de arcos

O uso das coberturas em forma de arcos é conveniente quando os vãos são grandes ($L > 60 \ldots 80$ m). As estruturas deste tipo têm uma massa relativamente pequena o que se deve ao fato de que os

arcos são sistemas em que existe o empuxo e a seção trabalha sobretudo à compressão originada pela força normal enquanto o seu trabalho à flexão é relativamente pequeno; por isso as estruturas deste tipo resultam bastante econômicas. O arco ocupa um espaço maior do que um sistema composto de armações. Na fig. X.8,*a* está hachurado o chamado «espaço morto» que nem sempre pode ser utilizado. Um arco é um pouco mais suscetível às deformações do que uma armação, uma vez que a rigidez de um arco por um metro do seu comprimento i_a é um pouco inferior ao respectivo valor do contranível da armação i_a (fig. X.8,*a*).

$$i_a = J_a/S < J_{c.n}/l = i_{c.n}.$$

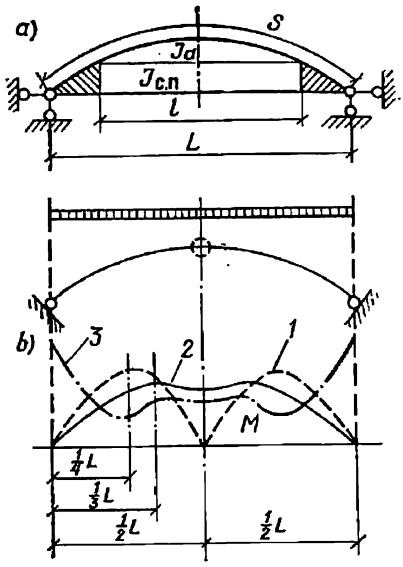


Fig. X.8. Esquemas dos arcos e diagramas dos momentos originados por uma carga uniformemente distribuída
1—arco de três articulações; *2*—arco de duas articulações; *3*—arco sem articulações

Por isso as estruturas em forma de arco utilizam-se nas coberturas com grandes vãos em que não existem as forças dinâmicas ou grandes forças horizontais, isto é, nos prédios do tipo de pavilhões, mercados, depósitos, etc.

Existem os seguintes tipos de arcos: sem articulações, com duas articulações e com três articulações. A vantagem de aplicação de um sistema concreto determina-se pelo caráter dos apoios. Na fig. X.8,*b* está mostrado o diagrama dos momentos originados por uma carga uniformemente distribuída para cada tipo de arco. O momento máximo verifica-se no arco de três articulações, no local correspondente a 1/4 do comprimento do vão; por isso os arcos deste tipo são os mais pesados. No entanto, os arcos como sistemas estaticamente determináveis são insensíveis ao abatimento dos apoios e variações das temperaturas e por isso o seu emprego é conveniente. Em conformidade com o diagrama dos momentos a configuração de um arco de três articulações tem normalmente a forma de dois semi-arcos foiciformes (fig. X.9).

O tipo mais utilizado do arco é o de duas articulações; nestes arcos os momentos são distribuídos de uma maneira bastante uniforme. Por isso nos arcos deste tipo utilizam-se freqüentemente banzos paralelos (fig. X.10), o que é o mais racional sob o ponto de vista da sua fabricação. Os arcos sem articulações resultam os mais leves, pois o momento na metade central do vão é mínimo, enquanto nos apoios, embora o momento seja bastante grande, o desenvolvimento

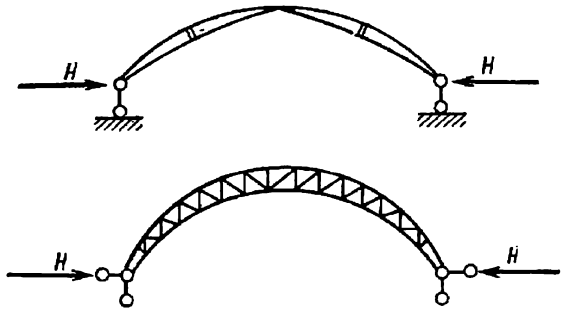


Fig. X.9. Configurações dos arcos

da seção é relativamente pequeno em comparação com outros tipos de arcos em que a seção junto dos apoios deve ser desenvolvida. No entanto, os arcos sem articulações podem ser utilizados somente nos solos firmes (nas rochas), capazes de agüentar grandes momentos sobre o apoio. No caso contrário os fundamentos resultam tão grandes que a construção em geral torna-se cara. Por isso, os arcos sem articulações são utilizados relativamente pouco. No processo de escolha do tipo do arco deve-se determinar ao mesmo tempo a estrutura do fundamento.

Portanto o arco mais usado é o de duas articulações e quando o solo é fraco dá-se preferência ao arco de três articulações.

As dimensões básicas dos arcos são o vão L e a flecha f. A flecha escolhe-se de acordo com as condições tecnológicas ou na base de razões econômicas. Quando se trata dos pavilhões destinados para as exposições e outras construções públicas a flecha determina-se por exigências da arquitetura. As correlações mais vantajosas são $f/L \approx 1/6 \ldots 1/5$; nos edifícios públicos os arcos são projetados com as correlações $f/L \approx 1/2 \ldots 1/5$. O aumento da flecha f resulta na diminuição da força normal e no aumento do momento, enquanto a diminuição de f produz um efeito contrário.

Os arcos são dispostos ao longo do prédio normalmente com um passo de 12—24 metros; nos intervalos são instaladas armações tre-

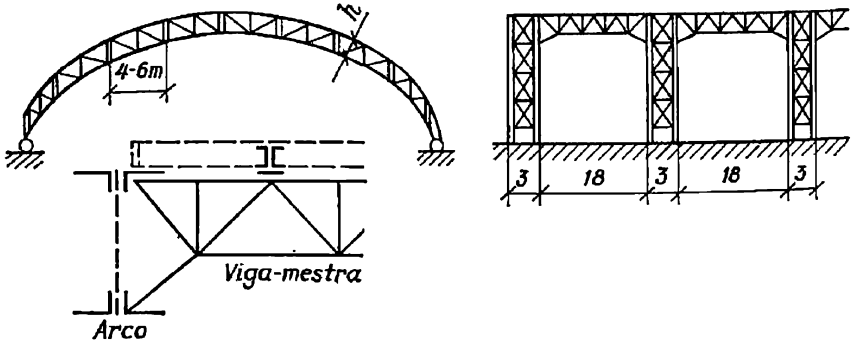


Fig. X.10. Composição da cobertura em forma de arco

liçadas—traves com o passo de 4—6 metros (fig. X.10). Para facilitar a montagem às vezes se fazem arcos-gêmeos, situados numa distância de 3 metros um do outro; no processo de montagem estes arcos podem ser instalados independentemente um do outro sem perder a estabilidade geral. Peças de 4—6 metros de um arco (elos de 2—3 painéis) podem ser fabricados numa empresa industrial.

Para os pequenos vãos a altura da seção h do arco é $h/L \approx$ $\approx 1/30 \ldots 1/40$ e para os grandes vãos $h/L \approx 1/40 \ldots 1/60$. A seção do arco pode ser maciça (no caso de pequenos vãos) ou treliçada (no caso de grandes vãos); a treliça pode ser diagonal ou triangular (o último caso é mais raro). O cálculo de um arco começa pelo cômputo das cargas: ou seja, o peso da cobertura, da neve (em todo o vão e na metade do seu comprimento), carga originada pelo vento e o próprio peso da estrutura. Todas as cargas são determinadas de acordo com as Regras e Normas de construção civil.

O próprio peso do arco (em kN/m) pode ser determinado pela fórmula

$$g = G/S,$$

onde g é o peso de 1 metro do arco;
S, o comprimento do arco em metros;
G, o peso total do arco em kN.

$$G = \omega B c, \qquad (X.7)$$

onde $\omega = 2/3\ fL$, m²;
B, o passo dos arcos em metros;
$c = 0{,}02 \ldots 0{,}04$.

Os esforços que atuam ao longo do eixo do arco são determinados pelas fórmulas:

$$M_x = M_v - Hy; \quad N_x = Q_v \operatorname{sen} \alpha + H \cos \alpha;$$
$$Q_x = Q_v \cos \alpha - H \operatorname{sen} \alpha.$$

Neste caso H é o empuxo; y, ordenada do eixo do arco ($y_{max} = f$); α, ângulo entre a tangente ao eixo do arco e a horizontal; M_v e Q_v, o momento e a força transversal na viga calculados no processo de análise do arco como uma viga com o vão igual a l (fig. X.11, *a*).

O arco de duas articulações é um sistema do primeiro grau de indeterminabilidade estática. O empuxo H adota-se como a força incógnita X_1; o empuxo calcula-se por meio da equação

$$H = X_1 = -\Delta_{1p}/\delta_{11}. \qquad (X.8)$$

Nos arcos de curvatura pequena e de seção constante, quando a carga é distribuída uniformemente

$$H = \frac{ql^2}{8f}.$$

Os esforços nos arcos contínuos com os banzos paralelos podem ser determinados da mesma forma com a decomposição posterior

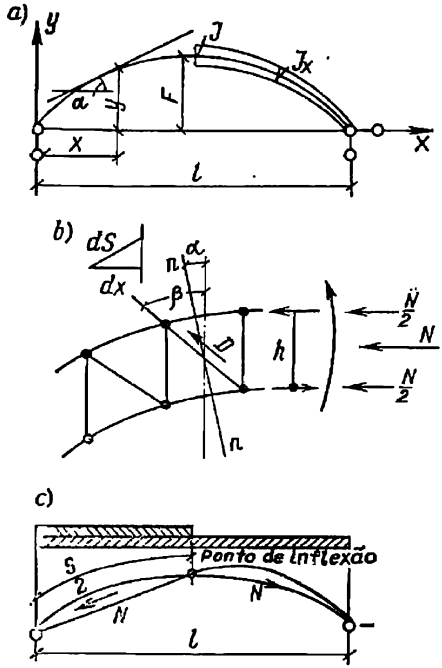


Fig. X.11. Cálculo de um arco de duas articulações

das forças pelos elementos da seção (fig. X.11,*b*):

o esforço no banzo superior é

$$N_{\text{b. sup}} = -M_x/h - N_x/2;$$

o esforço no banzo inferior é

$$N_{\text{b.inf}} = +M_x/h - N_x/2;$$

o esforço nas diagonais

$$D = \frac{Q_x}{\cos(\beta - \alpha)}$$

o esforço nos montantes verticais

$$V = Q_x/\cos\alpha. \qquad \text{(X.9)}$$

No processo de cálculo de arcos treliçados com uma seção relativamente grande, se o empuxo é determinado pela fórmula (X.8) os deslocamentos devem ser calculados pelas fórmulas:

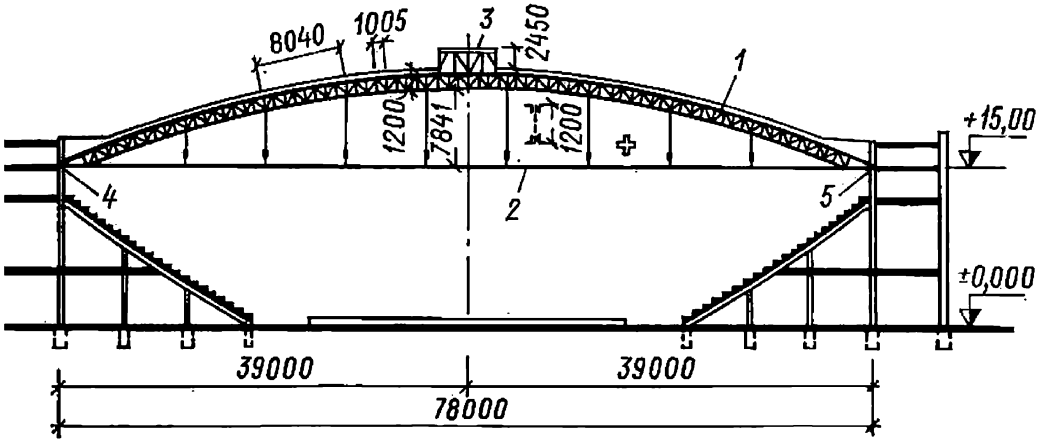
$$E\delta_{11} = \sum_1^n \frac{N_1^2 l_i}{F_i};$$

$$E\Delta_{1p} = \sum_1^n \frac{N_1 N_p}{F_i} l_i. \qquad \text{(X.10)}$$

Neste caso basta somar os esforços somente nos banzos, menosprezando os esforços nos elementos da treliça, devido à sua influência insignificante sobre o valor do empuxo.

As seções dos elementos dos banzos e as treliças dos arcos são feitas normalmente de duas cantoneiras e projetadas como nas armações comuns. Quando os esforços nos banzos são grandes é preciso utilizar, da mesma forma que nas armações pesadas, seções de duas paredes, sobretudo em H.

Para assegurar a estabilidade dos elementos comprimidos dos banzos no plano perpendicular ao plano do arco é preciso instalar tirantes horizontais, assim como traves ou distanciadores entre os arcos da mesma forma que os tirantes nas armações comuns. É preferível que a distância entre as traves (os distanciadores) não supere 16—20 larguras do banzo. No processo de verificação do elemento comprimido do banzo do arco o seu comprimento nominal adota-se: no plano vertical (isto é, no plano de arco) igual ao comprimento do painel, no plano perpendicular ao plano do arco, igual à distância entre os pontos de fixação.



X.12. Arco com cabo de constrição da cobertura do Palácio de esporte do lio «V. I. Lênin» em Lujnikí (Moscou)

co; *2*—cabo de constrição; *3*—clarabóias de arejamento; *4*—apoio imóvel; *5*—apoio l

— pode-se também verificar a estabilidade geral do arco no plano vertical. Uma vez que a forma mais provável da perda da estabilidade do arco no plano vertical é a forma em S com o ponto de inflexão do eixo situado perto do meio do comprimento do arcos (fig. X.11,*c*) pode-se determinar aproximadamente a força crítica pela fórmulão de Euler—Iássinski adotando como o comprimento nominal a metade do arco S multiplicada pelo coeficiente μ, adotado de acordo com a tabela X.1:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E J_x}{\left(\mu \frac{S}{2}\right)^2}. \qquad (X.11)$$

Neste caso o momento de inércia da seção do arco J_x adota-se em 1/4 do vão e deve ser observada a correlação $N_{cr}/N > 1, 2 \ldots 1,3$, sendo N o esforço devido à carga nominal. A verificação da estabilidade geral do arco às vezes permite determinar a altura da sua seção. Para que as estruturas em forma de arco possam ser dispostas nas

Tabela X.1

Coeficiente μ para os arcos

Tipo do arco	f/l			
	1/20	1/5	1/3	1/2,5
De três articulações	1,2	1,2	1,2	1,3
De duas articulações	1	1,1	1,2	1,3
Sem articulações	0,7	0,75	0,8	0,85

paredes ou nos pilares de diversas construções, utilizam-se os arcos com o cabo que liga os seus saiméis agüentando o esforço do empuxo. Neste caso o empuxo (o esforço no cabo) determina-se de forma a levar em consideração o aumento do comprimento do cabo. Na fig. X.12

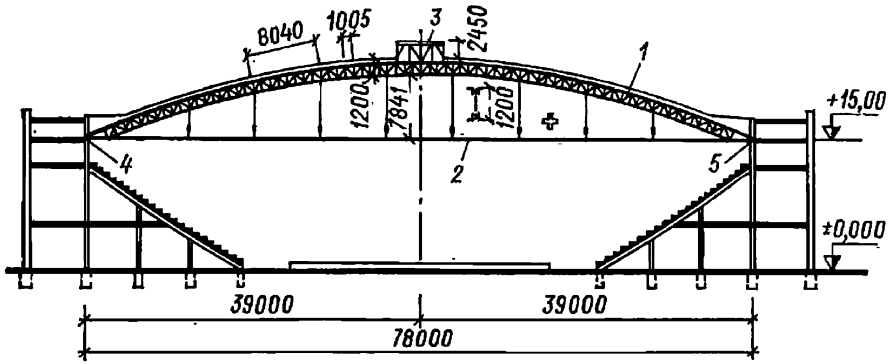


Fig. X.12. Arco com cabo de constrição da cobertura do Palácio de esporte do estádio «V. I. Lênin» em Lujnikí (Moscou)

1—arco; *2*—cabo de constrição; *3*—clarabóias de arejamento; *4*—apoio imóvel; *5*—apoio móvel

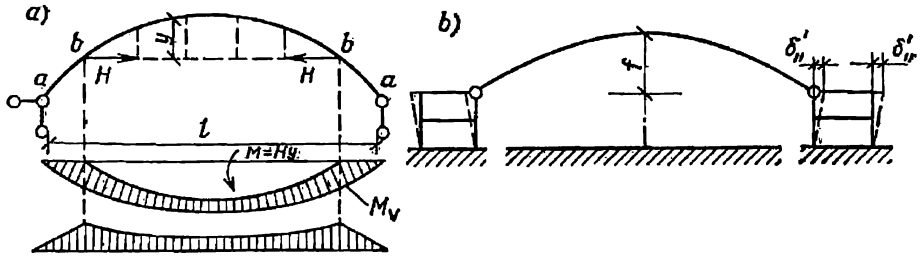


Fig. X.13. Aumento das dimensões do recinto nas construções com arcos

está mostrado um arco com o cabo deste tipo; esta estrutura foi instalada para suportar a cobertura do Palácio do Esporte em Lujniki (Moscou).

O cabo pode ser instalado acima dos apoios aumentando desta forma a altura útil do prédio. Neste caso nos setores $a—b$ o arco trabalha como uma simples viga submetida à flexão (fig. X.13,*a*), enquanto o empuxo H descarrega apenas a parte do arco situada acima do cabo (com as ordenadas y).

Para aumentar o volume do prédio e utilizar a correlação econômica $f/l \approx 1/5 \ldots 1/6$ pode-se dispor os arcos nas estruturas laterais auxiliares (fig. X.13,*b*) ou nos pilares-pilastras. Neste caso o empuxo determina-se pela fórmula (X.8); no seu denominador ao valor δ_{11} deve ser acrescentado o deslocamento δ'_{11} da estrutura de apoio, originado pela força horizontal igual a 1.

Quando os vãos são grandes ou os esforços longitudinais são da ordem de 8000—12000 kN os apoios das estruturas em forma de arco são feitos normalmente de aço fundido com buchas cilíndricas, da mesma forma que os apoios de ponte (fig. X.14,*b* e X.7,*c*). Quando os esforços são menores, utilizam-se apoios tangenciais (fig. X.14,*a*

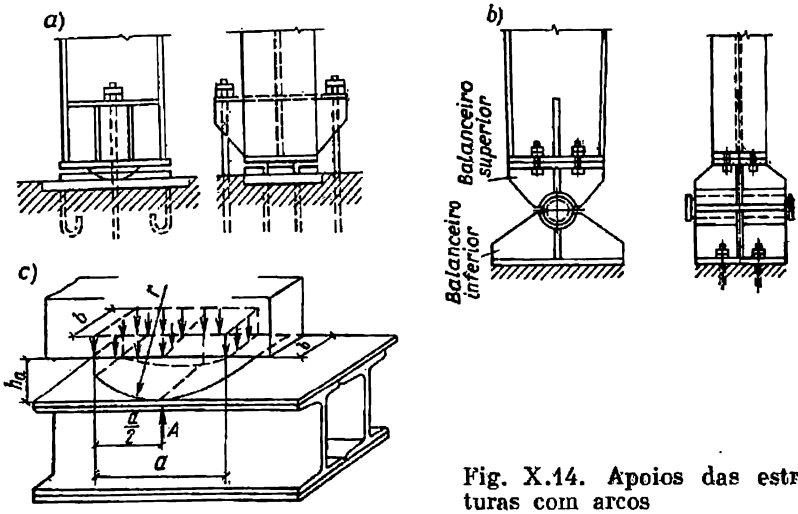


Fig. X.14. Apoios das estruturas com arcos

e X.7,*a*). O apoio deste tipo pode ser calculado pela fórmula (X.4) adotando $d = 2r$ (r é o raio da superfície da almofada de apoio) e $n = 1$. A espessura necessária da almofada h_a determina-se na base da suposição de que a sua flexão verifica-se ao longo da seção de contato com a placa de apoio da fundação contínua e que a reação de apoio distribui-se uniformemente por toda a almofada (fig. X.14,*c*):

$$h_a \geqslant \sqrt{\frac{3Aa}{4R_a b}}, \qquad (X.12)$$

onde R_a é a resistência nominal do material da almofada à flexão;
a e b, as dimensões da almofada (ver a fig. X.14, *c*).

Os apoios devem ser ancorados nos fundamentos.

2. Coberturas em forma de cúpula

As coberturas em forma de cúpula são muito racionais sobretudo para os prédios redondos. Existem três tipos básicos de cúpulas: nervadas, nervadas-anulares e reticulares.

As cúpulas nervadas constituem praticamente um sistema de arcos de duas e três articulações submetidos ao empuxo; os seus apoios estão dispostos em círculo (fig. X.15,*a*). Os sistemas deste tipo podem ser considerados sistemas de barras. Nos intervalos entre os arcos são instaladas traves que apoiam o telhado e os tirantes. O empuxo H dos arcos pode ser agüentado pela construção ou pelo anel de apoio que deve servir neste caso como uma espécie de cabo que liga os saiméis de cada arco.

Se adotarmos a área da seção do cabo convencional que liga os saiméis do arco F_c de forma que as suas deformações elásticas sejam

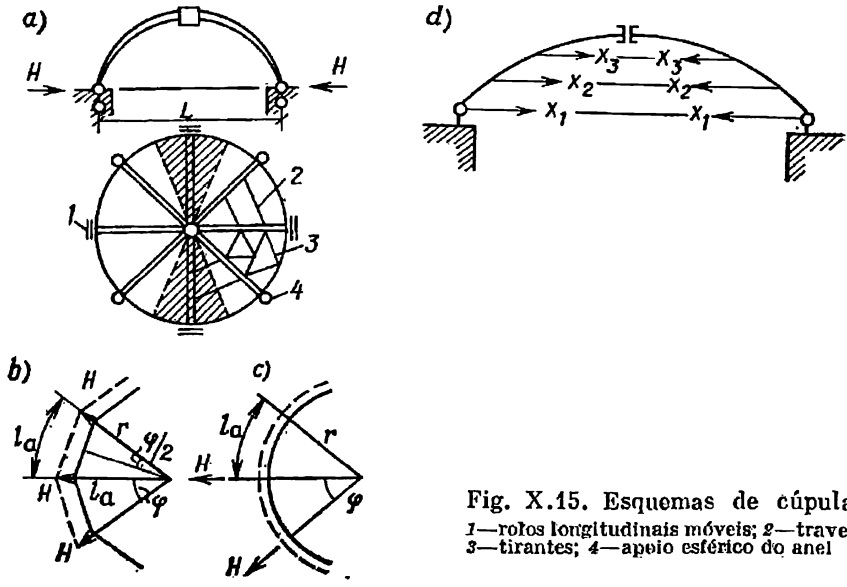


Fig. X.15. Esquemas de cúpulas
1—rolos longitudinais móveis; *2*—traves; *3*—tirantes; *4*—apoio esférico do anel

iguais às deformações elásticas do anel submetido à carga originada por todas as nervuras e simétrica em relação ao eixo, o elemento da cúpula pode ser calculado como arco disposto ao longo do diâmetro sendo a área convencional do cabo F_c e a área de carga mostrada na fig. X.15,*a* com a hachura. Se o anel de apoio tem a forma de um polígono (fig. X.15,*b*), $F_c = 2F_a \operatorname{sen} \frac{\varphi}{5}$, onde F_a é a área da seção do anel de apoio; φ, ângulo entre as nervuras. Se o anel é circular (fig. X.15,*c*), então

$$F_c = \frac{2\pi F_a}{n},$$

onde n é o número de nervuras (semi-arcos) na cúpula.

A área da seção do anel determina-se pela fórmula $F_a \geqslant N_a/R$, onde N_a é o esforço de tração no anel de apoio:

no anel poligonal

$$N_a = \frac{H}{2 \operatorname{sen} \frac{\varphi}{2}};$$

no anel circular

$$N = \frac{Hr}{l_a}. \qquad \text{(X.13)}$$

O anel de apoio coloca-se nas lajes planas ou nos apoios tangenciais ou em forma de rolos. Neste caso fazem-se 4 rolos longitudinais-móveis; os demais apoios têm a forma de esferas (ver a fig. X.15,*a*).

O anel central situado no cume da cúpula formada por arcos de três articulações trabalha sobretudo à compressão causada pelas forças de empuxo H e deve ser calculado à estabilidade. É preciso que as tensões neste anel não ultrapassem os valores críticos

$$\sigma \leqslant \sigma_{cr}/k,$$

onde

$$\sigma = \frac{Hr}{F_a l_a}; \quad \sigma_{cr} = \frac{3EJ_a}{F_a r^2}; \qquad \text{(X.14)}$$

neste caso $k = 1{,}3$ é o fator da segurança; r, raio do anel central no cume; F_a, área da seção deste anel; l_a, distância entre as forças de empuxo aplicadas ao anel no cume da cúpula; J_a, momento de inércia da seção do anel em relação ao eixo vertical.

Se as nervuras têm a forma de arcos com duas articulações a seção do anel central é submetida não somente à compressão, mas também à flexão e por isso deve ser calculada de forma a agüentar o momento total igual ao momento que se verifica no local de junção da nervura ao anel. A seção do anel consiste de dois ferros em U ou I, ou pode ter a forma de H, sendo composta neste caso de elementos laminados.

Cúpulas nervadas-anulares. Se numa cúpula nervada que representa praticamente um sistema de arcos compostos de barras e ligados somente pelo anel de apoio forem incluídas no trabalho todas

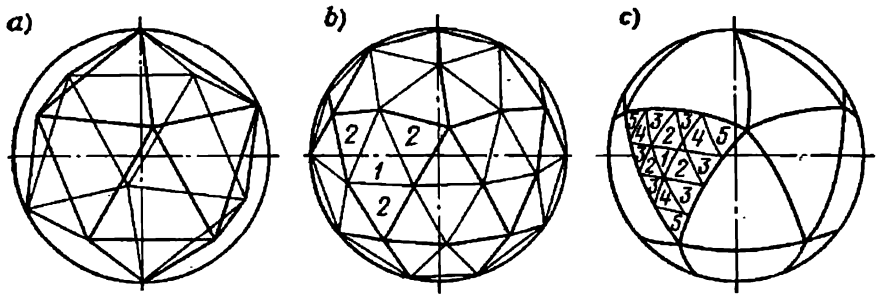


Fig. X.16. Icosaedro e o seu desenvolvimento

as traves anulares, teremos uma estrutura espacial com uma série de aneis que servem como cabos de arco convencionais. A cúpula deste tipo chama-se nervada-anular. Esta cúpula é mais racional e mais leve do que uma cúpula nervada, pois no trabalho participam quase todos os elementos da estrutura. Na fig. X.15,*d* está mostrada uma cúpula nervada-anular com três filas de aneis e respectivamente com três incógnitas supérfluas X_1, X_2 e X_3. Para cada anel adota-se o seu próprio raio r e o comprimento l_a. No demais o cálculo é idêntico ao cálculo de uma cúpula nervada e faz-se da mesma forma que para um sistema de arcos com vários cabos de arco convencionais.

Cúpulas reticulares. Uma cúpula reticular pode ser construída de diversas maneiras. Por exemplo, uma esfera pode ser dividida em nervuras orientadas no sentido de meridianos e nervuras anulares; nos quadrângulos que se obtêm desta forma podem ser colocadas diagonais. Numa estrutura deste tipo os comprimentos dos elementos e os ângulos entre eles são diferentes em cada andar, por isso a estrutura em geral requer muito trabalho. Para evitar a existência de elementos de diversos tipos convém utilizar a geometria dos poliedros inscritos na esfera. Neste caso existem 5[1] poliedros regulares, entre eles um icosaedro, isto é, o poliedro que tem o número máximo de faces, i.é., iguais a20 (fig. X.16,*a*). Se existem dois tipos diferentes de faces resulta um poliedro de 80 faces (fig. X.16,*b*); se existem cinco tipos diferentes de faces—um poliedro de 320 faces (fig. X.16,*c*), etc. É este o princípio de construção da maioria de cúpulas geodésicas.

Uma cúpula reticular pode ser calculada como invólucro de acordo com a teoria de membrana. Neste caso considera-se que o invólucro é contínuo e simétrico em relação ao eixo[1]; A carga aplicada à cúpula consiste normalmente do seu próprio peso e da carga originada pelo vento e pela neve.

---

[1] **D. Guilbert, C. Kon-Fossen.** Geometria ilustrativa. 2ª edição. M.--L., Editora estatal da literatura técnico-teórica, 1951, p. 352.

[2] **C. P. Timochenko.** Resistência dos materiais. T. 1, M., ONTI, 1946; **B. N. Jemotchkin.** Teoria da elasticidade. M., Gosstroiizdat, 1957.

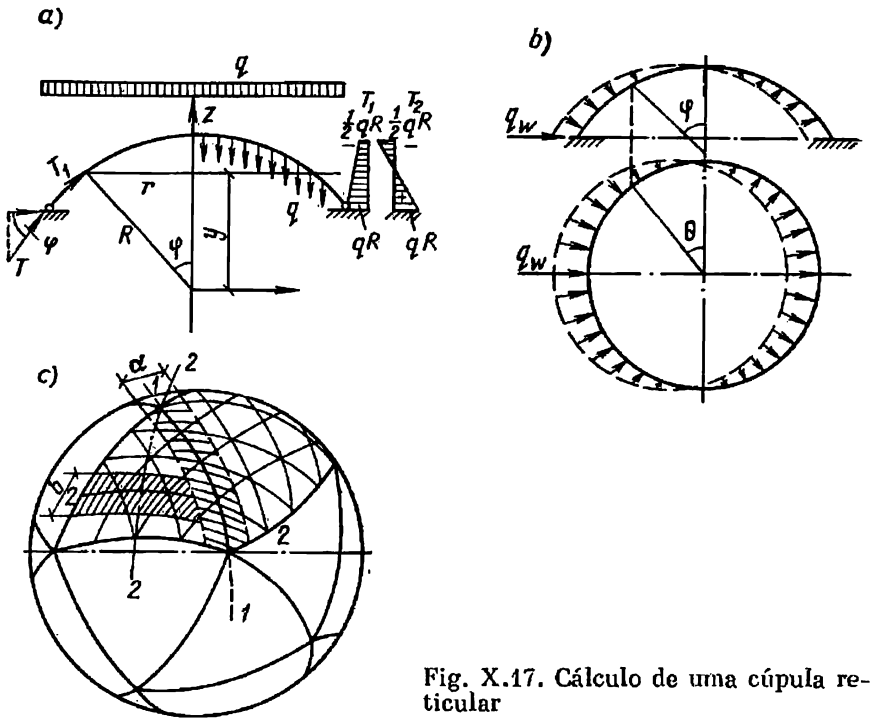


Fig. X.17. Cálculo de uma cúpula reticular

Analisando o equilíbrio de um invólucro submetido a uma carga uniformemente distribuída p, kN/m², e orientada do centro para a periferia, obtemos a equação básica do invólucro esférico em que não existem momentos

$$T_1 + T_2 = pR, \tag{X.15}$$

onde T_1 é o esforço no invólucro orientado pelo meridiano, kN/m; T_2, esforço anular, kN/m; R, raio da esfera.

Esforços que se verificam na cúpula devido à carga originada pelo seu próprio peso, cuja intensidade é g, kN/m². Designemos por G o peso total da parte da cúpula desde o cume até o nível y (ou da parte cortada pelo R sob o ângulo φ) (fig. X.17,*a*):

$$G = -g2\pi R\,(R - y).$$

Este peso total é equilibrado pela reação vertical

$$T_1 2\pi r \operatorname{sen} \varphi = G. \tag{X.16}$$

Daí o esforço de compressão orientado pelo meridiano vem a ser

$$T_1 = \frac{G}{2\pi r \operatorname{sen} \varphi} = -g\,\frac{R^2}{R+y} = -g\,\frac{R}{1+\cos\varphi}. \tag{X.17}$$

O esforço anular T_2 determina-se da equação (X.15), substituindo nela a pressão perpendicular à superfície do invólucro pela carga

originada pelo seu próprio peso $p = -g \cos \varphi$:

$$-g\frac{R}{1+\cos\varphi}+T_2=-g\cos\varphi R,$$

daí

$$T_2=-Rg\left(\cos\varphi-\frac{1}{1+\cos\varphi}\right),$$

ou

$$T_2=-Rg\left(\frac{y}{R}-\frac{1}{1+y/R}\right)=-g\frac{y^2+yR-R^2}{y+R}. \qquad (X.18)$$

Resolvendo a equação $y^2 + yR - R^2 = 0$ determinemos a costura-limite (junta) em que o esforço anular é igual a zero e verifica-se a passagem do esforço da compressão para a tração: $y = 0{,}618R$, $\varphi = 51°49'$. No cume da cúpula quando $y = R$

$$T_1=T_2=-g\frac{R}{2};$$

quando $y = 0$

$$-T_1 = T_2 = gR. \qquad (X.19)$$

Os respectivos diagramas dos esforços estão mostrados na fig. X.17,*a*.

Esforços originados na cúpula por uma carga uniformemente distribuída q, kN/m^2 (fig. X.17,*a*). Da mesma forma obtemos $G = -q\pi r_2$ e

$$T_1=\frac{G}{2\pi r\,\mathrm{sen}\,\varphi}=-\frac{\pi r^2 q}{2\pi r\frac{r}{R}}=-\frac{qR}{2}. \qquad (X.20)$$

Substituindo na equação do invólucro (X.15)

$$p=-q\cos^2\varphi=-\frac{qy^2}{R^2},$$

teremos

$$T_2=-\frac{qy^2}{R^2}R+\frac{qR}{2}=-\frac{q}{2R}(2y^2-R^2)=-\frac{qR}{2}\cos 2\varphi. \qquad (X.21)$$

Igualando a zero a expressão $2y^2 - R^2 = 0$, obtemos $y = 0{,}707$ ($\varphi = 45°$), a que corresponde o esforço axial igual a zero.

No cume da cúpula, quando $y = R$

$$T_1=T_2=-\frac{qR}{2};$$

e quando $y = 0$

$$T_1=-\frac{qR}{2};\quad T_2=+\frac{qR}{2}. \qquad (X.22)$$

Esforços originados na cúpula pela carga de vento. Os esforços devidos ao vento são determinados mediante a suposição de que a pressão do vento (que é normal à superfície) é (fig. X.17,*b*):

$$q_v = q_v^0 \,\mathrm{sen}\,\varphi \,\mathrm{sen}\,\theta,$$

onde q_{v}^{0} é a carga nominal originada pela pressão do vento sobre o plano vertical.

Para uma cúpula que tem a forma da superfície de semi-esfera: os esforços ao longo de meridianos são

$$T_1 = q_{\text{v}}^{0} R \frac{\cos\varphi}{\operatorname{sen}^3\varphi}\left(\frac{2}{3} - \cos\varphi + \frac{1}{3}\cos^3\varphi\right)\operatorname{sen}\theta; \qquad \text{(X.23)}$$

os esforços anulares

$$T_2 = q_{\text{v}}^{0} R\left[\operatorname{sen}\varphi - \frac{\cos\varphi}{\operatorname{sen}^3\varphi}\left(\frac{2}{3} - \cos\varphi + \frac{1}{3}\cos^3\varphi\right)\right]\operatorname{sen}\theta. \qquad \text{(X.24)}$$

Para determinar os esforços nas barras da cúpula sempre se pode destacar uma barra orientada ao longo do meridiano que recolhe o esforço T_1 de uma determinada «área de força». Por exemplo, na fig. X.17,*c* a barra i_1 na seção *1—1* está orientada ao longo do meridiano. Esta barra recolhe o esforço da área hachurada com a largura a, isto é, o esforço nela (em kN) será:

$$N_1 = T_1 a. \qquad \text{(X.25)}$$

Da mesma forma determina-se o esforço i_2 orientado ao longo do anel (fig. X.17, *c*). Para isso analisamos a seção *2—2* com a largura da «área de força» igual a b. O esforço na barra (em kN)

$$N_2 = T_2 b. \qquad \text{(X.26)}$$

Uma vez que os esforços T_1 e T_2 expressos em kN/m podem ser determinados em qualquer ponto da esfera, pode-se determinar também os esforços em todas as barras da cúpula.

Além dos esforços axiais as barras podem ser solicitadas também, de acordo com a estrutura das coberturas, pela flexão originada por uma carga local que deve ser levada em consideração no processo de escolha das suas seções. No plano vertical as barras devem ter, além disso, a rigidez necessária (a fim de não perder a estabilidade) de maneira a satisfazer a correlação

$$J_{\text{cup}} \geqslant \frac{T_1 R_{\text{a}}}{0{,}5E}\sqrt{\frac{T_1 R}{0{,}5E}}, \qquad \text{(X.27)}$$

onde J_{cup} é o momento mínimo de inércia da barra.

As seções dos elementos da cúpula têm normalmente a forma tubular ou se fazem de perfis relativamente pequenos em L, U ou T.

3. Estruturas suspensas e estruturas compostas de barras e estais

Caraterística geral das coberturas suspensas

Chamamos de suspensas as coberturas em que o elemento portante básico é um fio flexível que trabalha à tração, por exemplo, um cabo de aço entrançado de diversos fios.

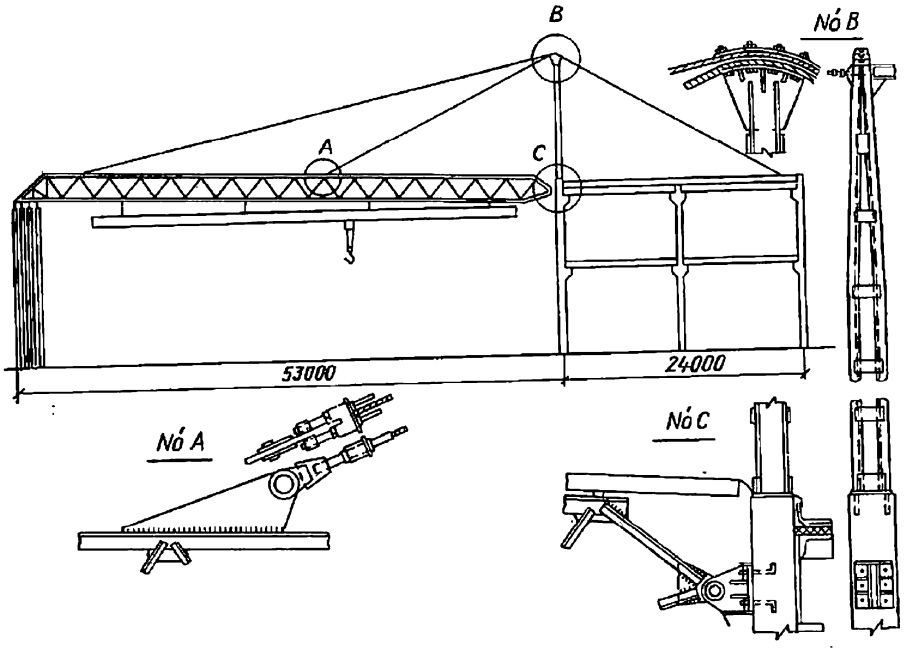


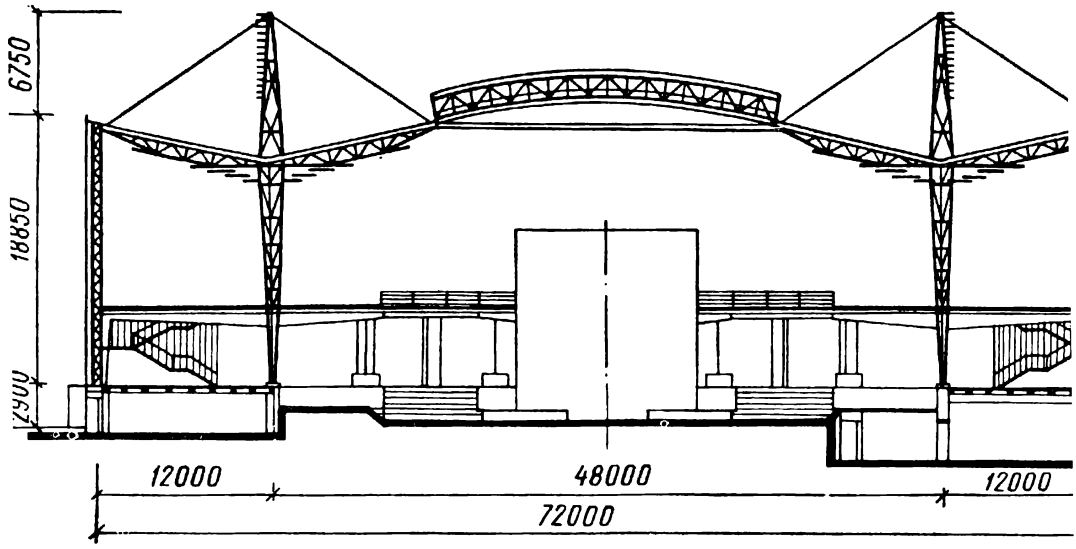
Fig. X.18. Sistema combinado do revestimento estaiado do hangar

O mérito das estruturas suspensas consiste em que graças à alta resistência do arame empregado nos cabos (120—210 kN/cm²) e utilização total da área da seção do cabo tendido as estruturas suspensas resultam leves e econômicas. As estruturas deste tipo são especialmente vantajosas para cobrir grandes vãos. Entre as vantagens das coberturas suspensas deve-se mencionar também a rapidez da montagem das construções.

Os defeitos básicos que dificultam a utilização das coberturas suspensas é a suscetibilidade dos sistemas suspensos às deformações no caso de ação da carga temporária e o problema de retirada da água da superfície da cobertura.

As estruturas suspensas utilizam-se sobretudo para cobrir os prédios públicos e esportivos com grandes vãos. Para as construções industriais e de transporte utilizam-se mais freqüentemente sistemas compostos de barras e estais, que são menos suscetíveis às deformações e permitem utilizar o equipamento suspenso de transporte de cargas. Pode-se indicar como exemplo a cobertura de um hangar (fig. X.18), cujas armações (vigas) estão suspensas rigidamente com a ajuda de estais fixados ao pilão e à estrutura de apoio; um outro exemplo deste tipo são as pontes.

O estai é um elemento retilíneo flexível (sem levar em consideração a flecha devida ao seu próprio peso) destinado para trabalhar somente à tração. Um exemplo de utilização dos estais é a estru-



. X.19. Pavilhão da URSS na Exposição de 1958 em Bruxelas

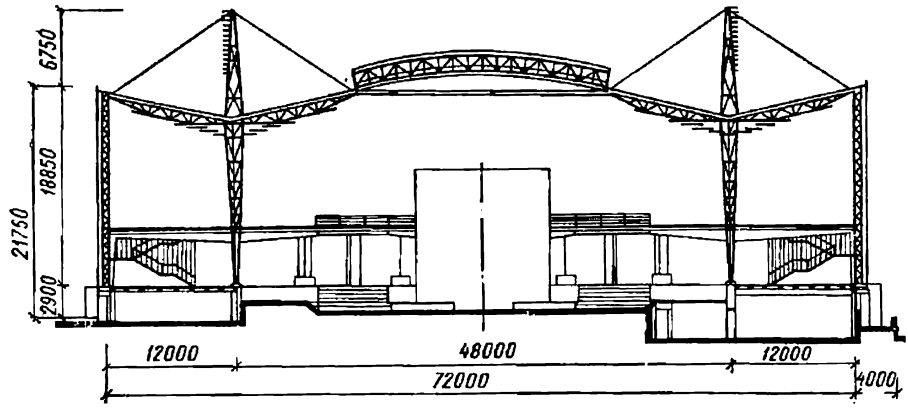


Fig. X.19. Pavilhão da URSS na Exposição de 1958 em Bruxelas

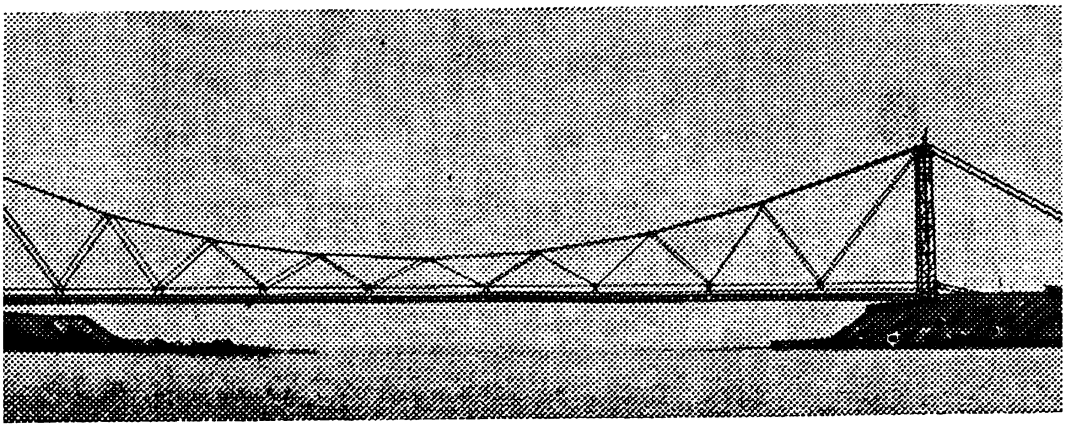
tura do pavilhão da URSS na Exposição Mundial de 1958 em Bruxelas. Os estais situados de um lado da cobertura estão fixados à consola e através dos montantes da ossatura exterior, aos fundamentos; do outro lado os estais estão carregados com o peso da parte central da estrutura da cobertura (fig. X.19).

Os sistemas suspensos são submetidos ao empuxo. As estruturas que trabalham ao empuxo requerem uma grande quantidade de materiais, o que deve ser levado em consideração quando se analisam diversas variantes.

Uma das particularidades do trabalho dos sistemas suspensos é a dependência entre a forma do equilíbrio do fio (curva funicular) e o tipo da carga. A redistribuição da carga simétrica em assimétrica ou o surgimento de uma carga adicional numa parte do vão provoca grandes deslocamentos do fio que destroem o telhado. Estes deslocamentos que podem ter lugar mesmo sem a alteração dos esforços no fio chamam-se deslocamentos cinemáticos, ao contrário dos deslocamentos elásticos relacionados ao alongamento do fio por causa das cargas devidas à deformação dos cabos. As deformações elásticas dos cabos são bastante grandes, porquanto as tensões neles são significativos por causa da grande resistência do arame, e o módulo de elasticidade é um pouco inferior ao do aço comum devido ao entrançamento dos fios. Quando se trata de uma carga simétrica e uniformemente distribuída um sistema suspenso é instantaneamente rígido, isto é, trabalha somente às cargas equilibradas.

Para diminuir a influência dos grandes deslocamentos cinemáticos são utilizados diversos métodos, por exemplo, a instalação de esticadores ou dispositivos de estabilização, sendo empregada freqüentemente nestes casos a protensão.

Resultaram muito racionais as armações de ponte na base de estais; estruturas deste tipo foram utilizadas na ponte através do



através do rio Amudária

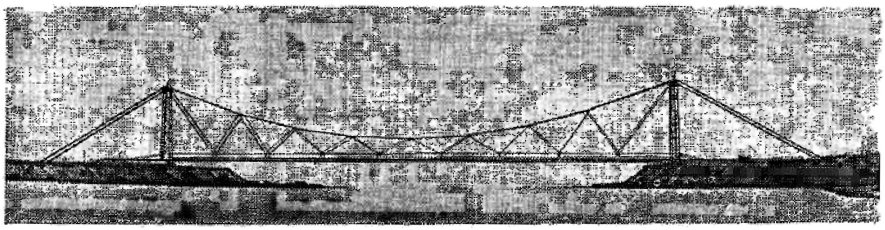


Fig. X.20. Ponte através do rio Amudária

rio Volga, perto da cidade de Volgograd[1]. Os estais foram feitos de cabos. Graças à protensão do banzo inferior que também foi feito de cabos, todos os elementos da armação estão tendidos. A estrutura do estrado está suspensa nos nós. Os esforços de compressão que surgem nos elementos da armação devido à ação das cargas de exploração não ultrapassam os esforços de protensão e, portanto, apesar da existência de elementos flexíveis a armação trabalha como um sistema rígido.

Uma passadeira de estais do mesmo tipo com o vão de 390 m e estrado para a passagem de automóveis foi construída através do rio Amudária no processo de edificação do gasoduto Bucará—Urales (fig. X.20)[2]. A altura dos pilões de apoio é 62 metros. A flecha do banzo superior da armação é 43,4 m (1/9 do vão). A altura da armação no meio (na chave) é 10 m (1/40 do vão), o comprimento do painel é 43,8 metros. O banzo inferior tem uma elevação de 2 m da extremidade para o meio, o que é indispensável para criar a tensão.

As estruturas deste tipo podem ser utilizadas com êxito também para cobrir grandes vãos.

As estruturas reticulares espaciais suspensas podem ser, de acordo com a configuração exterior da construção, cilíndricas (no caso do contorno retangular), esféricas ou em forma de outros invólucros de curvatura gaussiana positiva (no caso de contorno elipsoidal, etc.), de curvatura gaussiana negativa (em forma de sela), etc.

A estrutura dos invólucros suspensos cilíndricos e redondos pode ser analisada sob o ponto de vista do esquema de trabalho como um conjunto de fios flexíveis planos. No entanto estes fios são susceptíveis demais às deformações e sob a influência de rajadas do vento e da sucção podem ter lugar grandes deslocamentos da cobertura em diversos sentidos. Para evitar isso nos cabos coloca-se um revestimento de chapas de concreto armado; no decurso da montagem a estrutura é submetida a uma carga adicional, depois disso

[1] Este sistema foi proposto pelos engenheiros V.M. Vakhurkin e G. D. Popov em 1955.

[2] **E. Ia. Slonim.** Passagem de estais com o vão de 390 m através do rio Amudária no gasoduto Bucará-Urales. No livro: «Estruturas metálicas». Obras da escola do professor N. S. Streletski. M., Stroiizdat, 1966, p. 244—253.

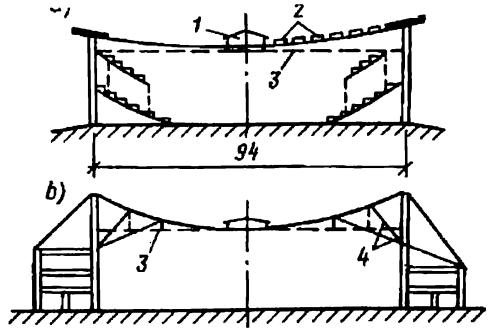


Fig. X.21. Esquema de uma cobertura pendente
1—anel metálico; *2*—chapas de concreto armado; *3*—derivação da água; *4*—estais

todas as junturas fazem-se monolíticas. Depois de retirar a carga adicional e arriar elasticamente os cabos o revestimento começa a trabalhar no sentido contrário, como um invólucro, tornando-se bastante rígido. Na fig. X.21, *a* está mostrado o esquema do revestimento deste tipo com o vão de 94 metros (estádio em Montevideo). Neste caso os cabos foram encastrados no anel externo de concreto armado submetido à compressão e no centro da estrutura, fixados num anel metálico tendido. A água é retirada por tubos suspensos.

Se se aplicam coberturas leves de alumínio, no projeto devem ser previstos estais (fig. X.21, *b*).

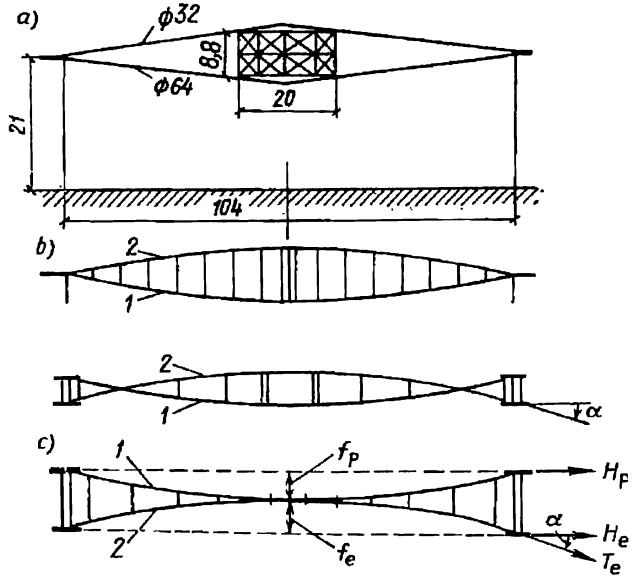


Fig. X.22. Esquema de coberturas pendentes de duas cadeias
1—cabo portante; *2*—cabo de estabilização; $_p$—flecha do cabo portante; f_e—flecha do cabo de estabilização

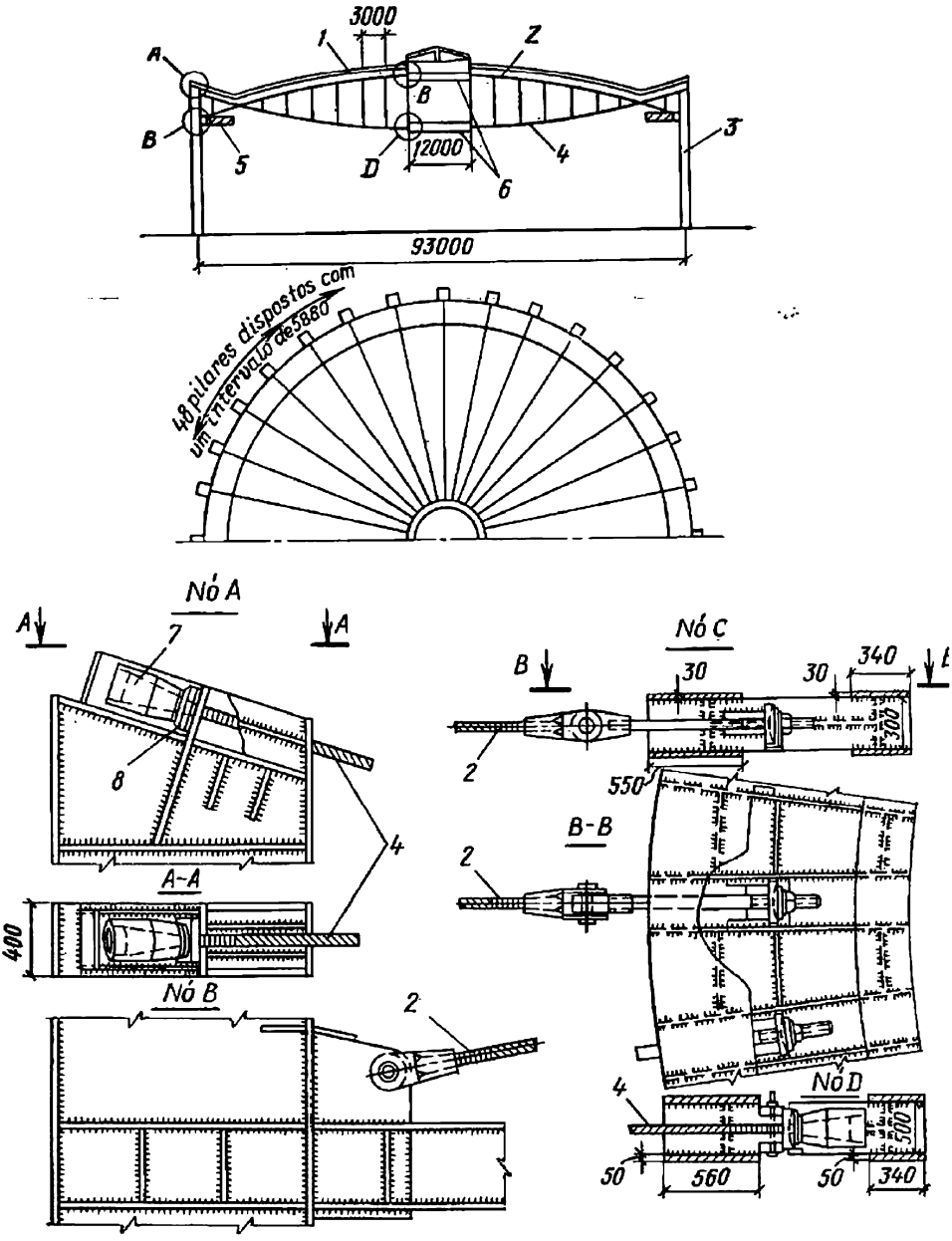
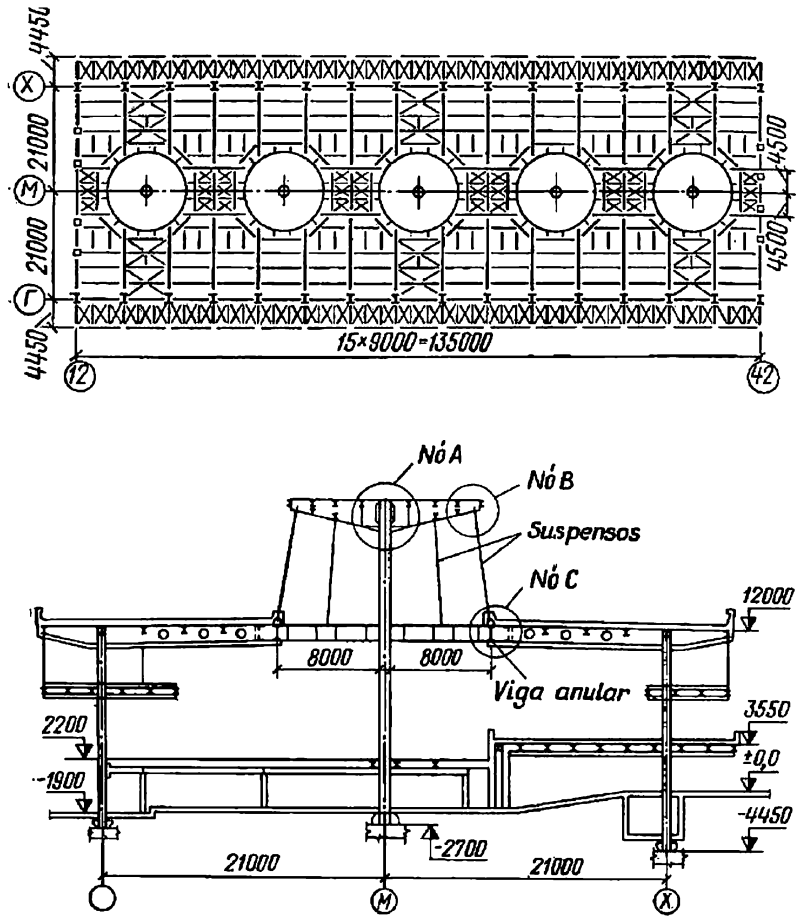


Fig. X.23. Cobertura do palácio de esporte «Iubileini» em Leningrado

1—cobertura instalada nos painéis metálicos; *2*—cabo de estabilização com diâmetro de 42,5 mm; *3*—pilar metálico; *4*—cabo portante com diâmetro de 63 mm; *5*—anel de concreto armado 2800 × 600; *6*—anéis metálicos; *7*—cilindro de chumbar; *8*—arruelas com ranhura.



As coberturas suspensas convexas fazem-se em forma de um sistema de estais dispostos em duas cadeias. As estruturas deste tipo podem ter diversas formas, por exemplo, a de «roda de bicicleta» com cordas esticadas e um tambor no centro (pavilhão dos EUA na Exposição Mundial de 1958 em Bruxelas, fig. X.22, *a*). Um sistema idêntico pode não ter o tambor, mas neste caso entre os dois cabos devem ser instalados montantes comprimidos (fig. X.22, *b*) ou tendidos (fig. X.22, *c*).

Um exemplo de estrutura deste tipo é a cobertura do palácio do esporte «Iubileini» em Leningrado (fig. X.23). Nas coberturas deste tipo para o revestimento do telhado pode ser utilizado o plástico semitransparente, colocado nas traves.

Os cabos devem ser bem protegidos contra a influência da atmosfera: para isso utilizam-se cabos zincados ou cobertos com o plástico. O encastramento dos cabos realiza-se mediante o enchimento de casquilhos de aço com ligas ЦАМ9-1,5, ЦАМ10-5 ou com o metal Babbit B-95, etc. A extremidade do cabo que se encontra no casquilho

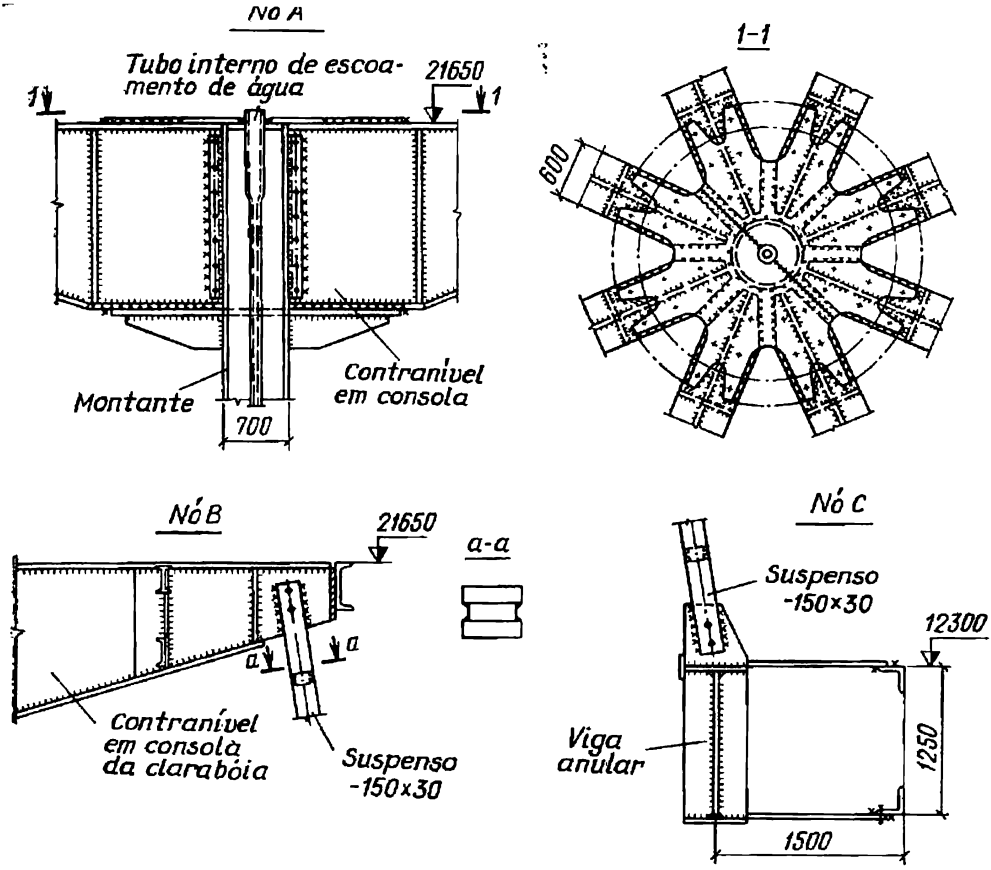


Fig. X.24. Elementos do prédio do aeroporto em Leningrado

deve ser desmalhada e as pontas dos arames encurvadas. Pode-se utilizar também o método de acunhamento dos cabos nas braçadeiras.

Uma estrutura suspensa original de metal foi utilizada na construção do aeroporto em Leningrado[1] (fig. X.24). Na parte central deste prédio existem cinco clarabóias circulares com o diâmetro de 16 m, em cujos centros encontram-se montantes que têm a forma de cogumelo; estes montantes foram feitos de tubos com $d = 700$ mm.

Nas consolas de apoio em forma de cogumelo estão suspensas com a ajuda de peças de aço laminado vigas redondas; a estas últimas estão ligadas as estruturas portantes — vigas cruzadas que se apoiam com outras extremidades nos pilares. Uma particularidade deste sistema é que os apoios centrais agüentam grandes cargas verticais do peso da cobertura e não resistem às forças horizontais.

[1] O projeto foi executado pela filial leningradense do Instituto de Projeção Stalkonstrúktsia e mereceu o Prémio de Estado da URSS.

Os momentos originados pela carga de vento aplicada à clarabóia são transmitidos para as armações que se encontram abaixo destas. Nos montantes dos apoios em forma de cogumelos os momentos surgem somente por causa da descentração da carga vertical e por isso são insignificantes.

A estabilidade geral da construção e a resistência às forças horizontais são garantidas por um sistema de tirantes que ligam os contraníveis da cobertura e pela conjugação rígida dos contraníveis aos pilares. No cálculo dos pilares centrais encastrados leva-se em consideração que as suas extremidades superiores estão fixadas elasticamente de maneira a impedir o deslocamento para além das estruturas portantes da cobertura. No processo de montagem os elementos de suspensão de clarabóias são submetidos à protensão com a força igual a 30 kN.

Cálculo de fios flexíveis

Cálculo de um fio flexível inextensível. Suponhamos que temos um fio suspenso livremente no vão l e carregado com uma carga uniformemente distribuída q (fig. X.25, *a*). Admitamos que o comprimento L do cabo tenha sido adotado de forma que sob a influência da carga os alquebramentos y (ou o seu valor máximo—a flecha f)

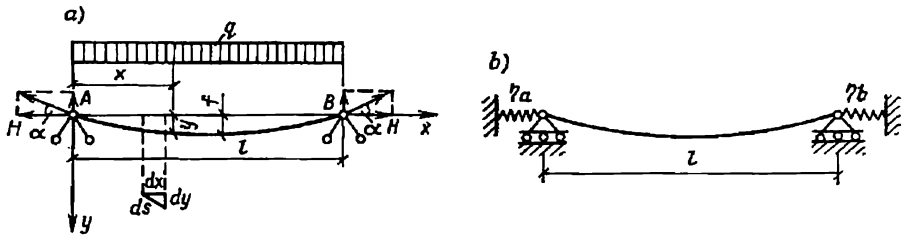


Fig. X.25. Cálculo de fios flexíveis

fossem relativamente pequenos, estando dentro dos limites $f/l = 1/6 \ldots 1/20$; neste caso se pode admitir que a carga uniformemente distribuída relaciona-se à linha horizontal, enquanto a curva de equilíbrio da linha elástica é uma parábola quadrática. Uma particularidade do cálculo do fio flexível consiste em que a cada novo carregamento corresponde uma determinada forma de equilíbrio do fio. Uma vez que em qualquer seção do cabo o momento é igual a zero, pode-se anotar a seguinte condição para a seção x:

$$M_x - Hy = 0,$$

daí

$$y = M_x/H. \qquad \text{(X.28)}$$

Aí M_x é a soma dos momentos de todas as forças verticais que atuam sobre a parte esquerda do fio, o que equivale ao momento de flexão na seção de uma viga simples.

Depois de diferenciar a equação (X.28) obtemos

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{H} \cdot \frac{dM_x}{dx} = \frac{Q_x}{H}, \qquad \text{(X.29)}$$

onde Q_x é a força transversal calculada da mesma forma que numa viga simples.

Conhecidos os valores de Q e H podemos calcular o esforço longitudinal no fio flexível

$$T = \sqrt{Q^2 + H^2}. \qquad \text{(X.30)}$$

Portanto para determinar o esforço no cabo é preciso conhecer o empuxo H ou a ordenada da curva de equilíbrio y (ou o seu valor máximo—a flecha f).

No caso de uma carga uniformemente distribuída q teremos:

$$M_{x\,max} = \frac{ql^2}{8}; \quad H = \frac{M_{x\,max}}{f} = \frac{ql^2}{8f};$$

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{Q_{x\,max}}{H} = \frac{4f}{l}. \qquad \text{(X.31)}$$

Ao determinar o esforço no cabo pode-se adotar não a flecha f, mas o comprimento do cabo L que está ligado diretamente à flecha (fig. X.25, *a*).

O comprimento do cabo determina-se pela equação (X.32) em que foi utilizada a correlação (X.29) e o radical foi substituído pelo desenvolvimento em série:

$$L = \int_0^l ds = \int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}\, dx \approx \int_0^l \left[1 + \frac{1}{2}\left(\frac{Q_x}{H}\right)^2 - \right.$$

$$\left. - \frac{1}{8}\left(\frac{Q_x}{H}\right)^4 + \ldots\right] dx \approx l + \frac{1}{2H^2}\int_0^l Q_x^2\, dx. \qquad \text{(X.32)}$$

O valor $\int_0^l Q_x^2 dx = D$ é a característica da carga.

Portanto, o empuxo H pode ser expresso através do comprimento inicial do cabo (comprimento da peça bruta) L:

$$H = \sqrt{\frac{D}{2(L-l)}}$$

O valor mais exato do empuxo pode ser determinado por uma das fórmulas[1]:

$$H = \sqrt{\frac{lD}{L^2 - l^2}} \quad \text{ou} \quad H = \frac{\sqrt{3lD}}{4f}, \qquad \text{(X.33)}$$

[1] **R. N. Matselínski.** Cálculo estático de fios elásticos. «Mecânica de construção e cálculo de estruturas». 1959. N° 4.

onde

$$D=\int_0^l Q_x^2\,dx \quad \text{ou} \quad D=\int_0^l M_x q_x\,dx. \tag{X.34}$$

Igualando os valores dos empuxos calculados pelas fórmulas (X.33), determinamos o comprimento do arco para as curvas de grande raio (fórmula de P. L. Tchébishev):

$$L=\sqrt{l^2+\frac{16}{3}f^2}=l\sqrt{1+\frac{16}{3}\left(\frac{f}{l}\right)^2}\approx l\left(1+\frac{8}{3}\frac{f^2}{l^2}\right). \tag{X.35}$$

Na tabela X.2 estão indicados alguns valores de D calculados para diversas cargas.

Cálculo do fio elástico flexível quando os apoios são imóveis. Se a flecha do cabo é inferior a $f/l = 1/n_0 < 1/20$, deve ser analizada levando-se em consideração as deformações elásticas. Neste caso o empuxo H determina-se da equação:

$$H^3+\frac{8EF}{3n_0^2m_0}H^2=\frac{DEF}{2lm_0^3}, \tag{X.36}$$

onde E é o módulo de elasticidade do cabo; F, área da sua seção transversal $n_0 = l/f$ e $m_0 = L/l$ são valores determinados sem levar en consideração as deformações elásticas.

Nos cálculos o módulo de elasticidade do cabo (com núcleo rígido) adota-se $E \approx 1{,}6 \cdot 10^4$ kN/cm^2.

Cálculo do fio flexível elástico quando os apoios são dóceis[1]. Suponhamos que os apoios têm a cedência η_a e η_b(em m) que se caracteriza pelo seu deslocamento sob a influência da força igual a 1 kN (fig. X.25, *b*).

Neste caso o empuxo H_1 determina-se da equação

$$H_1^4\left(\frac{4lm_0^3}{EFH}+\frac{D}{H^4}\right)-H_1^3\left(\frac{4lm_0^3}{EF}+4\eta\right)+D=0, \tag{X.37}$$

onde H é o empuxo determinado pela fórmula (X.36); $\eta = \eta_a + \eta_b$.

Cálculo do fio flexível submetido à protensão com a força N_p. Suponhamos que temos um fio cujo comprimento é um pouco inferior à largura do vão l ($L < l$); o fio é solicitado por uma carga transversal e submetido à protensão com a força N_p.

Designando por H o empuxo total que surge no cabo no caso da ação simultânea da protensão com a força N_p e carga transversal (isto é, a força N_p faz parte da reação de apoio), podemos determinar este valor pela equação

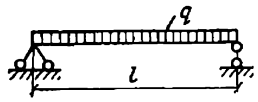
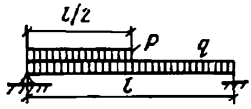
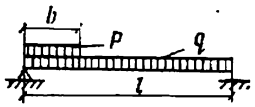
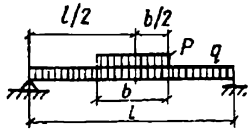
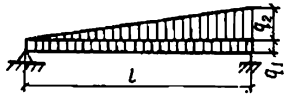
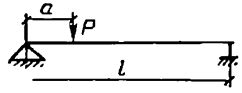
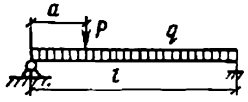
$$H^3-N_pH^2=\frac{DEF}{2l}. \tag{X.38}$$

No caso particular quando o comprimento do cabo é igual ao vão e não existe a protensão, isto é, $L = l$, $m_0 = 1$ e $n_0 = \infty$ (cálculo da corda), temos

$$H=\sqrt[3]{\frac{DEF}{2l}}=\sqrt[3]{\frac{q^2l^2EF}{24}}. \tag{X.39}$$

[1] V. K. Katchurin. Cálculo estático de sistemas de estais. L., Stroiizdat 1969.

Característica das cargas

Nº	Esquema do carregamento	Valor de D
1		$\frac{q^2 l^3}{12}$
2		$\frac{q^2 l^3}{12}\left(1+\gamma+\frac{5}{16}\gamma^2\right)$
3		$\frac{q^2 l^3}{12}[1+(4-3\beta)\beta^3\gamma^2+(6-4\beta)\beta^2\gamma]$
4		$\frac{q^2 l^3}{12}[1+(3-2\beta)\beta^2\gamma^2+(3-\beta^2)\beta\gamma]$
5		$\frac{q_1^2 l^3}{12}+\frac{q_1 q_2 l^3}{12}+\frac{q_2^2 l^3}{45}$
6		$\frac{P^2(l-a)a}{l}$
7		$\frac{q^2 l^3}{12}[12\alpha\gamma_1(1-a)(1+\gamma_1)+1]$

Designações: $\gamma = p/q$; $\beta = b/l$; $\gamma_1 = P/ql$; $\alpha = a/l$.

O **calculo dos sistemas de duas cadeias** à resistência e à susceptibilidade à deformação é aproximado. Uma estrutura suspensa de duas cadeias tem um cabo portante com a flecha f_p e um cabo de estabilização, convexo, submetido à protensão com a flecha f_e (ver a fig. X.22). O contorno de apoio pode ter a forma de retângulo (disposição das estruturas suspensas em paralelo) ou redondo com a disposição radial dos cabos.

A carga nominal aplicada aos cabos consiste da carga permanente g, temporária p e carga originada pela protensão do cabo de estabilização q^p.

Os empuxos nominais originados pela carga permanente nos cabos portantes dos sistemas suspensos dispostos paralelamente e dos sistemas radiais são respectivamente iguais a:

$$H_p = \frac{gl^2}{8f_p} \quad \text{e} \quad H_p = \frac{gl^2}{24f_p}.$$

Na fase de protensão do cabo de estabilização surgem empuxos em ambas as cadeias H^p, H_e^p e a carga de interação entre as cadeias q^p. Quando o cabo de estabilização é submetido ao esforço T_e o empuxo $H_e^p = T_e \cos\alpha$ (fig. X, 22, *b*, *c*) e surgem os respectivos valores

$$q^p = \frac{H_e^p 8 f_e}{l^2} \quad \text{e} \quad H_p^p = \frac{q^p l^2}{8f_p} = H_e^p \frac{f_e}{f_p}.$$

Na fase de aplicação da carga externa p as cadeias do sistema trabalham em conjunto sofrendo flexões iguais $\Delta f_p = \Delta f_e$, e a carga distribui-se entre as cadeias $p = p_p + p_e$, da acordo com a correlação das rigidezes $\alpha_1 = \frac{F_e f_c^2}{F_p f_p^2} \frac{m_p^2}{m_e^2}$, portanto $p_p = p/(1 + \alpha_1)$, $p_e = p - p_p$, onde F_e e F_p são áreas de seção das cadeias,

$$m_p = \frac{L_p}{l} = 1 + \frac{8}{3}\frac{f_p^2}{l^2}; \quad m_e = \frac{L_e}{l} = 1 + \frac{8}{3}\frac{f_c^2}{l^2}.$$

A carga p_e provoca o esforço de compressão no cabo de estabilização, por isso a protensão é escolhida normalmente na base da condição $q^p = 1{,}2p_e$, de forma que a carga total aplicada ao cabo de estabilização seja $q_e = q^p - p_e \approx 0{,}2p_e$ e garanta o seu trabalho à tração no caso de aplicação da carga externa total.

A carga p_p estica ainda mais a cadeia portante e a carga total aplicada a esta cadeia vem a ser

$$q_p = q^p + p_p = q^p + (p - p_e) = (q^p - p_e) + p = q_e + p \approx$$
$$\approx 0{,}2p_e + p.$$

Portanto, a protensão não resulta na diminuição da carga nominal aplicada à cadeia portante (em comparação com o sistema de uma só cadeia esta carga aumenta em $0{,}2p_e$) e requer a instalação de uma cadeia de estabilização que deve ser calculada à carga q^p. A con-

veniência dos sistemas de duas cadeias determina-se pelo fato de que eles se tornam neste caso instantaneamente rígidas e capazes de agüentar sem grandes deslocamentos cargas temporárias não equilibradas.

Além disso, graças ao trabalho conjunto das cadeias diminuem um tanto as flexões destes sistemas originadas por cargas equilibradas. Por exemplo, a flexão originada pela carga uniforme $\Delta f \approx \approx \frac{3}{128} \frac{p}{1+\alpha_1} \frac{l^4 m_p^2}{EF_p f_p^2}$. Se a carga tem a forma de dois triângulos com a ordenada máxima no apoio p, o que é característico para os sistemas radiais de duas cadeias, na fórmula de Δf em vez de 3/128 deve-se colocar o valor de 5/864.

Exemplo X.1. O cabo de aço que cobre o vão $l = 100$ m, tem o peso $q = 0{,}1$ kN/m, $F = 12$ cm², $E = 1{,}6 \cdot 10^4$ kN/cm². O cabo está solicitado com a carga $P = 10$ kN aplicada no meio do vão.

É preciso determinar o esforço no cabo e o seu alquebramento se a flecha inicial é $f = 5$ m.

Resolução. A característica do cabo:

$$EF = 1{,}6 \cdot 10^4 \cdot 12 = 192\,000 \text{ kN};$$

$$D = \frac{0{,}1^2 \cdot 100^3}{12} [12 \cdot 0{,}5 \cdot 1 \cdot (1 - 0{,}5)(1 + 1) + 1] = 5830 \text{ kN}^2 \cdot \text{m}$$

(ver a linha 7 da tabela X.2, onde $\alpha = 0{,}5$ e $\gamma_1 = 1$). A seguir determinamos pela fórmula (X.35) o comprimento inicial do cabo

$$L = \sqrt{100^2 + \frac{16}{3} 5^2} = 100\,665 \text{ m}.$$

Daí $m_0 = L/l = 1{,}00665$; $m_0^3 = 1{,}02$.

Introduzindo os valores obtidos na equação (X.36), obtemos

$$H^3 + 1260H^2 = 5487 \cdot 10^3,$$

daí $H = 64{,}5$ kN.

O esforço máximo no cabo será determinado pela fórmula (X.30):

$$T_{max} = \sqrt{10^2 + 64{,}5^2} = 65{,}3 \text{ kN}.$$

O momento máximo no meio do vão

$$M_{max} = \frac{0{,}1 \cdot 100^2}{8} + \frac{10 \cdot 100}{4} = 375 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

A flecha final do cabo no meio do vão é

$$y_{max} = f = \frac{M_{max}}{H} = \frac{375}{64{,}5} = 5{,}81 \text{ m}.$$

A flecha do cabo $\Delta f = 5{,}81 - 5 = 0{,}81$ m.

Exemplo X.2. Determinar a protensão a que deve ser submetido o cabo analisado no exemplo X.1 para que a sua flecha no meio do vão seja igual a 1 m.

Resolução.

$$H = M_{max}/y_{max} = 375/1 = 375 \text{ kN}.$$

Da equação (X.38) determinamos a força da protensão

$$N_p = 375^3 - \frac{5830 \cdot 192\,000}{2 \cdot 100 \cdot 375^2} = 335{,}2 \text{ kN}.$$

4. Sistemas espaciais do tipo de estruturas

Além dos sistemas planos de coberturas (vigas, armações) nos últimos anos têm sido amplamente utilizados os sistemas espaciais do tipo de estruturas que receberam este nome devido à sua estrutura regular.

Nas coberturas compostas de elementos planos (armações) os elementos intermediários (traves, tirantes) ajudam pouco o trabalho dos elementos básicos e a sua função reduz-se basicamente a carregá-los ainda mais. No entanto, o princípio de concentração do material no elemento justifica-se sob o ponto de vista econômico quando se trata das estruturas deste tipo, embora para garantir a invariabilidade da construção seja necessária a instalação de tirantes que asseguram a ligação dos elementos da estrutura espacial. Portanto, este princípio resulta determinante para o desenvolvimento da forma construtiva dos sistemas planos. Ele satisfaz também as exigências da produção adaptada para a fabricação de estruturas individuais e de diversos elementos padronizados das estruturas (ver a página 373).

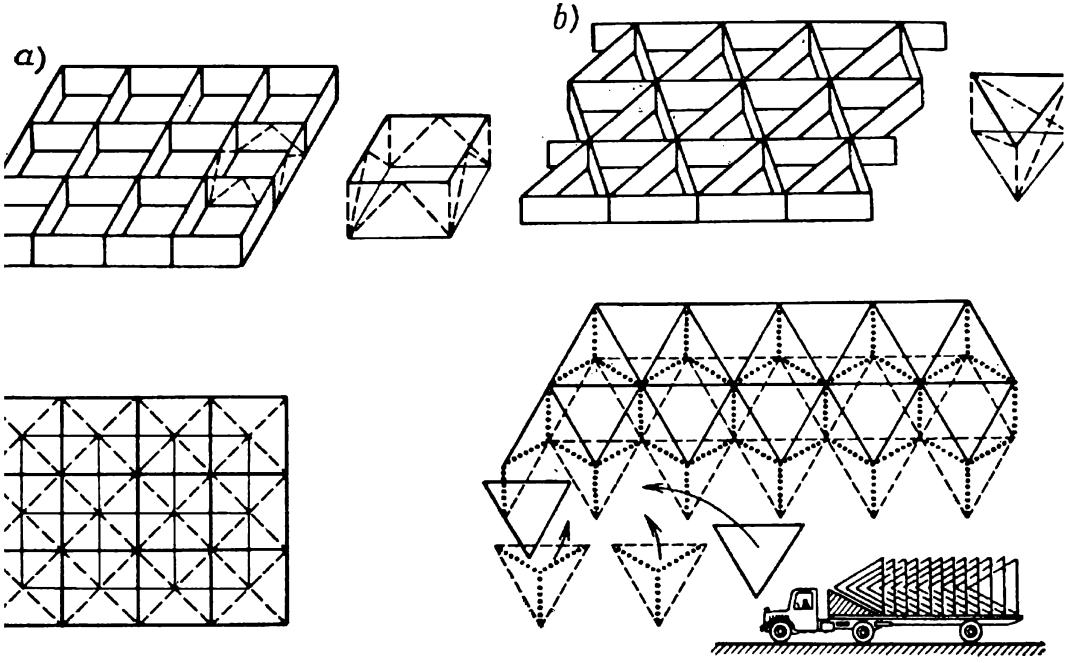
Nos prédios industriais e públicos onde a variedade de estruturas é especialmente grande as condições para a criação de estruturas ótimas exigem a revisão das formas construtivas de maneira a levar em consideração a possível especialização da produção. Atualmente existem condições relativamente boas para a fabricação de pilares e de vigas graças à introdução de ferro em I com banzos largos e ferros em T com as chapas soldadas, porém as estruturas das coberturas destinadas para diversos objetivos oferecem numerosas variantes devido à grande variedade de vãos e de cargas.

A criação de armações e de traves padronizadas facilita um tanto a projeção e permite em alguns casos organizar a sua produção em cadeia (por exemplo, a fabricação de traves). É de se notar que no processo de padronização são criadas estruturas mais racionais (ou seja, aplicam-se o telhado mais leve, perfis de paredes finas de seção redonda ou retangular, acoplamentos sem chapas de reforço, aços de resistência elevada, etc.).

Futuramente pode ser resolvida radicalmente a tarefa de produção automatizada em massa, por exemplo, de estruturas das coberturas compostas de barras e nós padronizados. Nestes casos a forma construtiva deve ser adaptada ao respectivo equipamento e a despesa do metal para as coberturas deve ser menor do que nos casos comuns.

Tipos básicos de estruturas

Sob o ponto de vista de projeção a tarefa de criação da cobertura composta de barras e de nós padronizados pode ser resolvida se for utilizada a distribuição espacial de esforços de maneira a incluir no trabalho todas as barras que formam uma estrutura idêntica


a)
b)

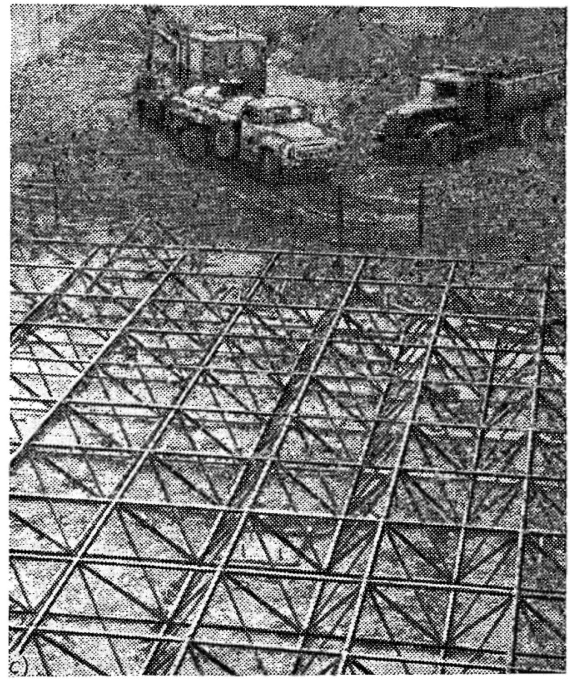
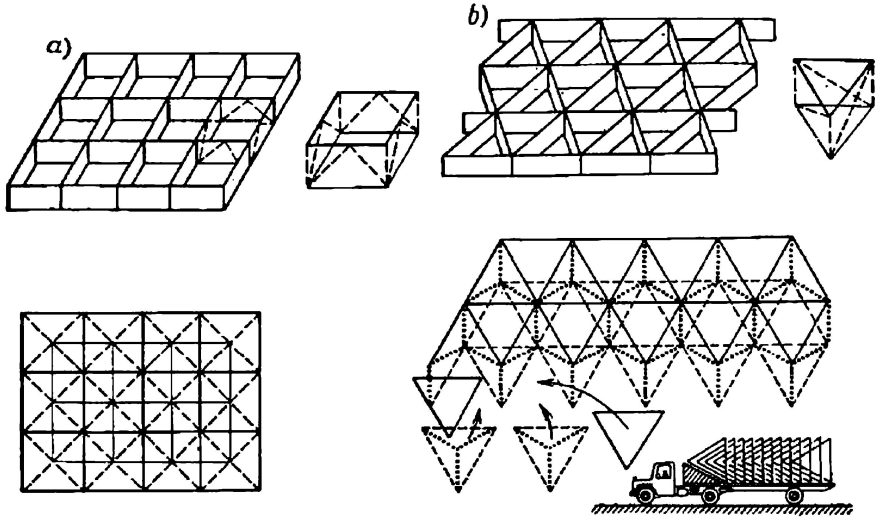


Fig. X.26. Estruturas

a—do tipo ortogonal; *b*—esquemas das armações espaciais; *c*—construção de uma cobertura



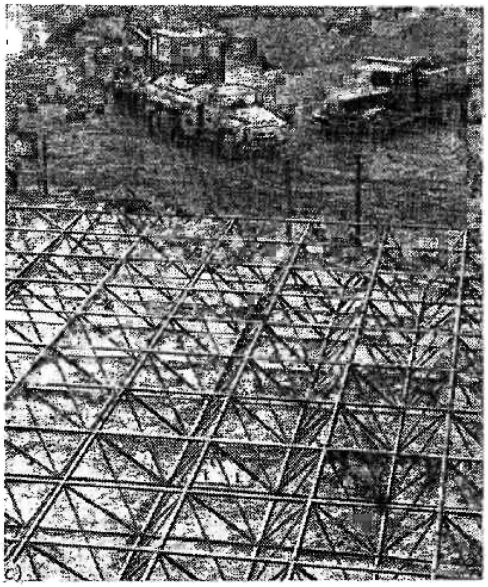


Fig. X.26. Estruturas
a—do tipo ortogonal; b—esquemas das armações espaciais; c—construção de uma cobertura

à estrutura cristalina de um corpo maciço. Ao que se constata, ao contrário do princípio de concentração do material, o que é característico para os sistemas planos, no caso de estruturas espaciais que trabalham sobretudo à flexão e à compressão o mais racional é o princípio de dispersão do material, pois isso diminui os esforços que atuam nos elementos e as suas seções. Neste caso convém utilizar a protensão das estruturas.

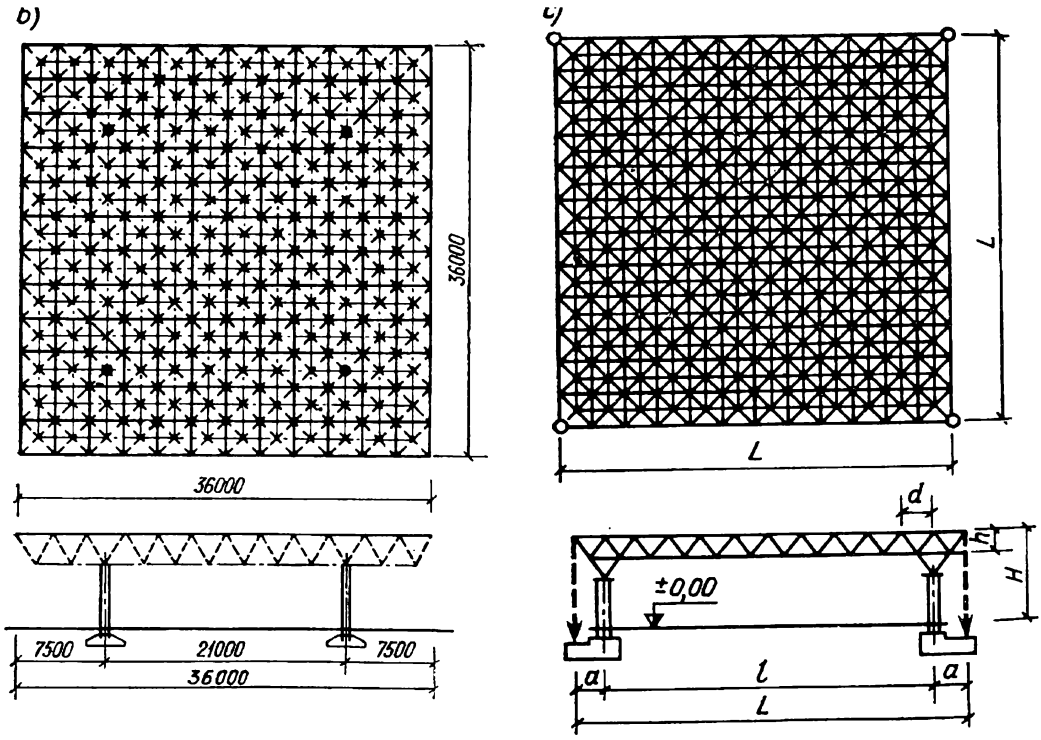
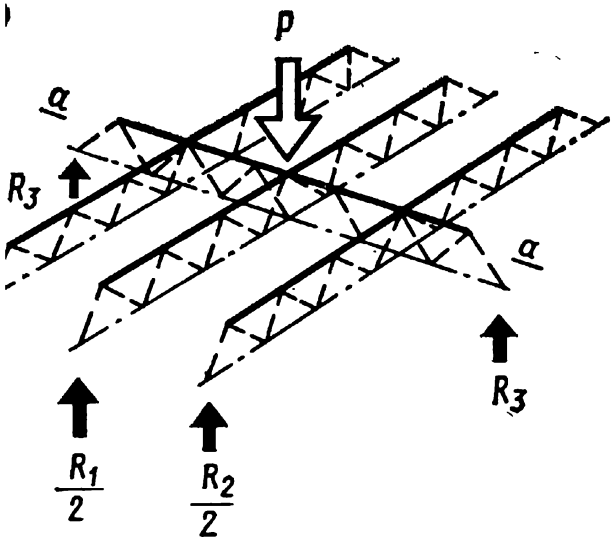
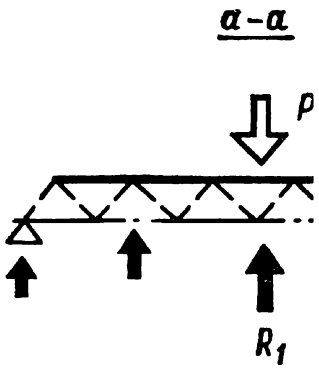
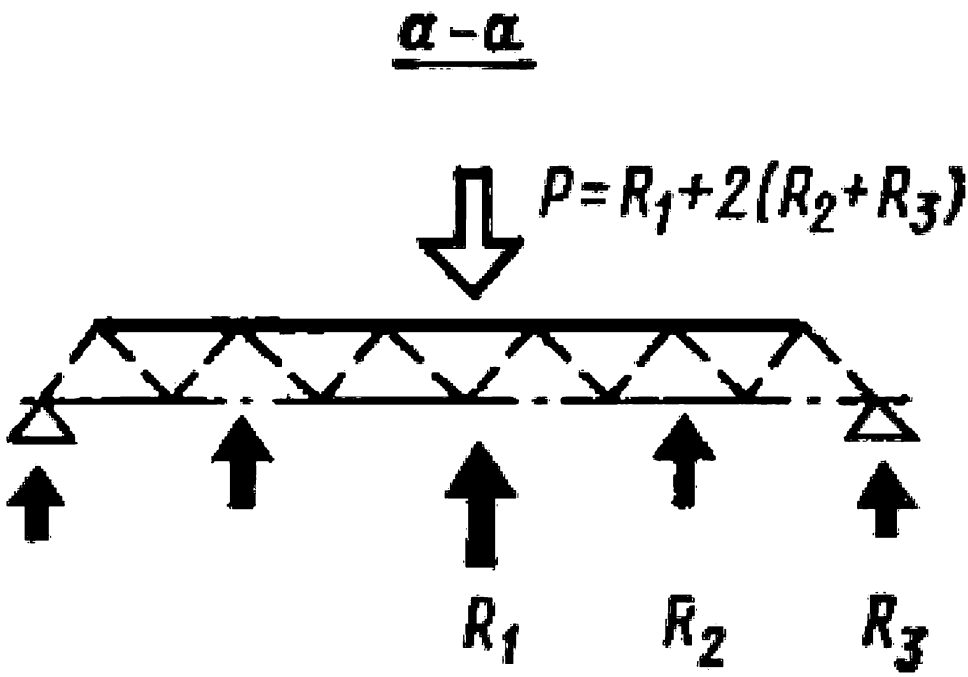


Fig. X.27. Distribuição de apoios nas estruturas

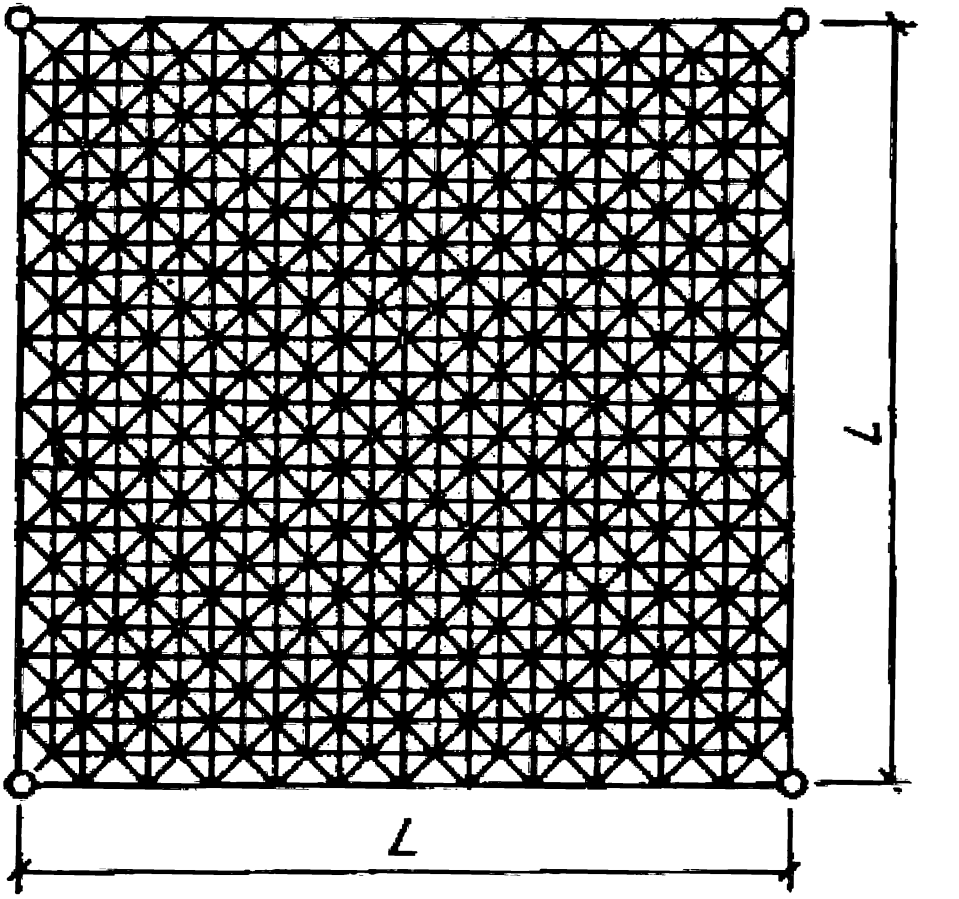
a—esquema de distribuição da carga concentrada; *b*—esquema da estrutura com sacadas em

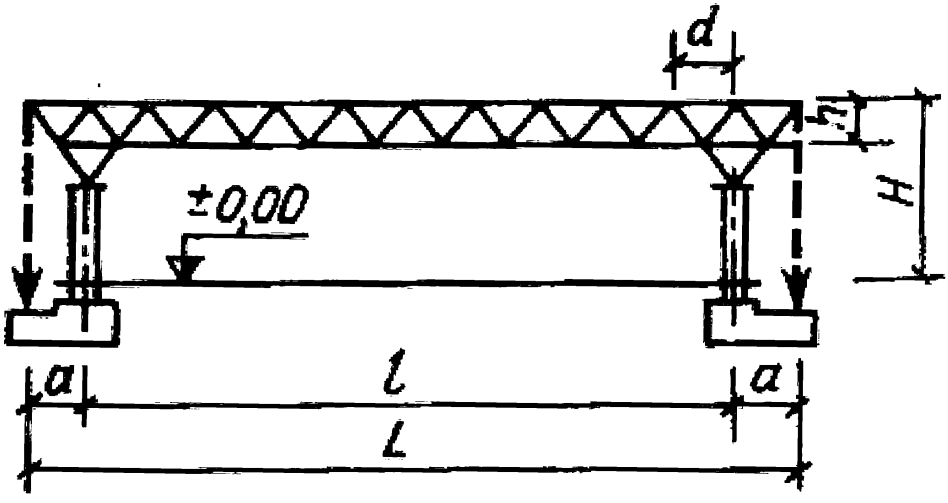

P
a
a
R_3
R_3
$\frac{R_1}{2}$
$\frac{R_2}{2}$


a-a
P
R_1


a - a
P=R1+2(R2+R3)
R1
R2
R3

c)





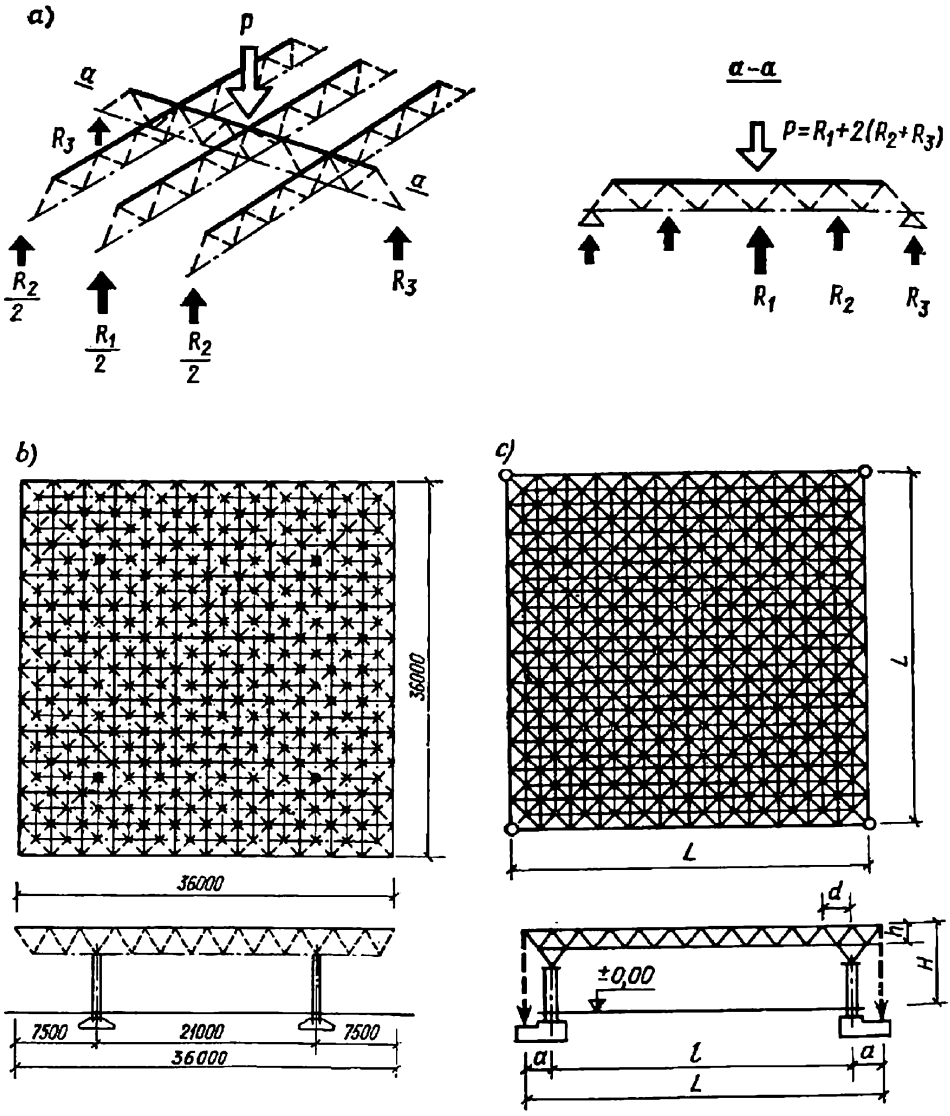


Fig. X.27. Distribuição de apoios nas estruturas

a—esquema de distribuição da carga concentrada; *b*—esquema da estrutura com sacadas em consola; *c*—estrutura protendida

Para compreender o trabalho da estrutura pode-se imaginá-la em forma de uma placa composta de redes superiores e inferiores e de diagonais internas. Isto produz sistemas estruturais regulares de mais diversos tipos. Nestas estruturas sempre se pode destacar um elemento espacial que se repete muitas vezes, um «cristal», que tem, por exemplo, a forma de paralelepípedo, pirâmide, etc.

(fig. X.26, *a*). Estes elementos formam o sistema espacial da cobertura[1]. Os tipos mais usados de estruturas espaciais são estruturas ortogonais compostas de armações verticais ou inclinadas, assim como armações cruzadas espaciais que podem ser verticais ou inclinadas.

Em qualquer nó de uma estrutura espacial todas as barras trabalham à carga concentrada o que difere as estruturas deste tipo dos sistemas planos, em que a força concentrada é agüentada pela armação (ou viga) a que está aplicada (fig. X.27, *a*). A incorporação de todas as barras no trabalho torna mais vantajoso o trabalho das estruturas às cargas concentradas móveis. Pode-se diminuir consideravelmente o peso de uma estrutura utilizando as vantagens do seu trabalho espacial e analisando-a como uma placa. Isto se consegue, por exemplo, mediante a disposição racional dos apoios, criação de setores que têm a forma de consolas[2] (fig. X.27, *b*), aplicação da tensão nos cantos da placa (fig. X.27, *c*), etc.

No processo de criação da protensão nos sistemas planos é preciso aplicar esforço a cada armação, enquanto numa estrutura basta aplicar esforço apenas aos seus quatro cantos para submeter à tensão todo o sistema em geral.

Os apoios das placas devem ser dispostos de maneira que o volume do diagrama dos esforços internos seja mínimo, o que corresponde à despesa mínima do metal e à soma mínima de esforços em todas as barras da estrutura. Praticamente a exigência de que a soma de esforços em todas as barras da estrutura seja mínima pode servir de critério que mostra o quanto é correta a decisão tomada[3].

Pontos de apoio elásticos na placa podem ser criados por exemplo com a ajuda de estais submetidos à protensão (fig. X.28)[4], e de outras maneiras. Uma outra solução racional é a aplicação de esquemas «rarefeitos» da estrutura (fig. X.29), em que várias barras foram retiradas sem violar a invariabilidade da estrutura e aumentar a capacidade dos elementos comprimidos de não perder a estabilidade.

Dimensões gerais das estruturas são as distâncias entre os pilares, a altura da estrutura h e a dimensão do painel d. A distância entre os pilares pode variar muito (fig. X.27, X.28), o que permite criar oficinas universais. Graças ao trabalho espacial da estrutura a sua altura h pode ser inferior à altura das armações do telhado

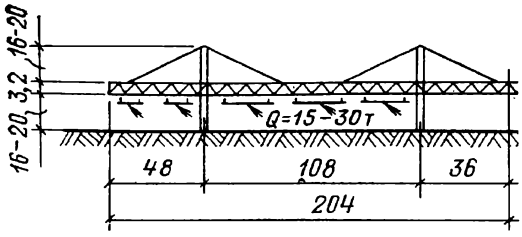
---

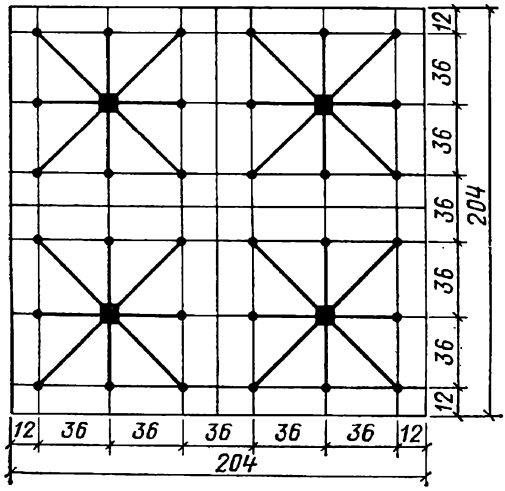
[1] **V. I. Trofímov, G. B. Begun.** Estruturas utilizadas na construção civil. M., Stroiizdat, 1972.

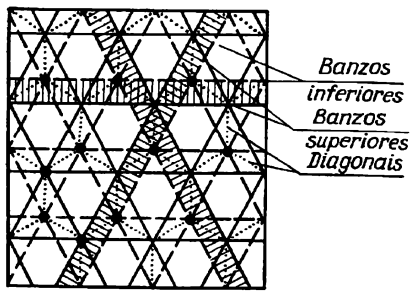
[2] **K. K. Mukhánov., N. N. Demídov.** Cálculo aproximado das placas com condições limites complexas e a sua aplicação aos sistemas estruturais. Boletim das escolas superiores. Sér. «Construção civil e arquitetura», 1974, N° 9.

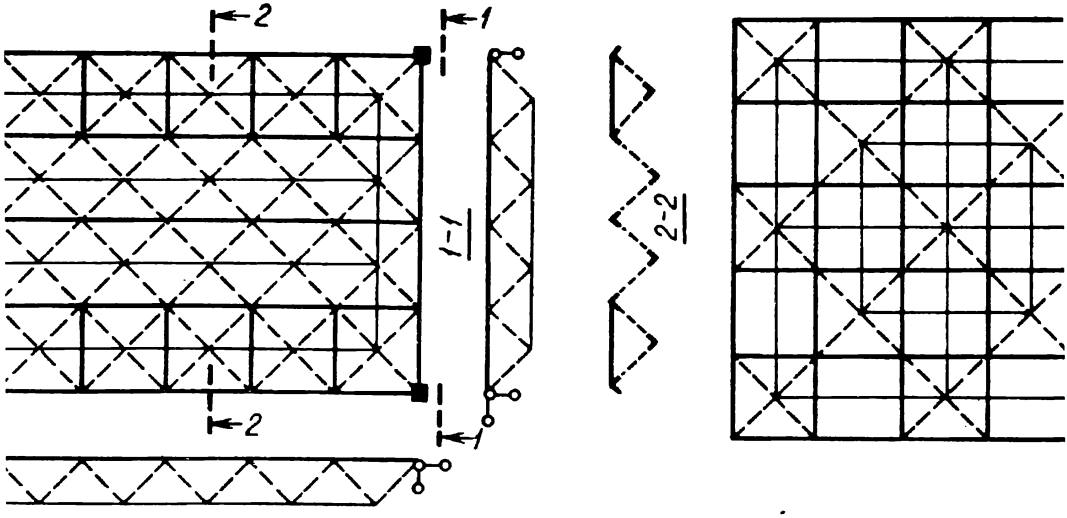
[3] **K. K. Mukhánov, N. N. Demídov.** Método de cálculo de sistemas estruturais de peso racional.—«Mecanica de construção e cálculo de estruturas», 1975, N° 1.

[4] **V. V. Trofimóvitch, V. I. Permiakov.** Projeção de sistemas de estais submetidos à protensão. Kiev, «Budivelnik», 1970.


16-20
3,2
16-20
Q=15-30т
48
108
36
204


12
36
36
36
36
36
12
204
12
36
36
36
36
36
12
204


Banzos inferiores
Banzos superiores
Diagonais



7.29. Esquemas rarefeitos de uma estrutura

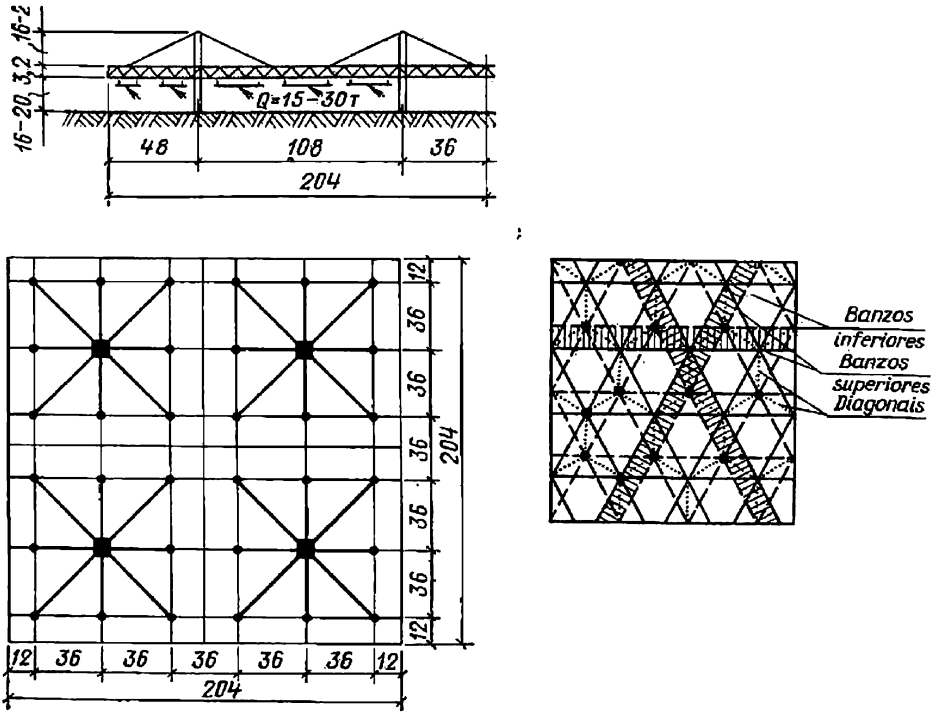


Fig. X.28. Cobertura estaiada de grande vão com diversos elementos estruturais

(1/15—1/25) L. A dimensão do painel está ligada estreitamente à sua altura. O mais racional é escolher o painel de forma que o ângulo de inclinação da diagonal esteja nos limites de 40—50°. Ao mesmo tempo a construção de um telhado sem traves exige que a dimensão do painel esteja nos limites de 2—3 m. Quanto maior é o painel (dentro de determinados limites) tanto mais leve

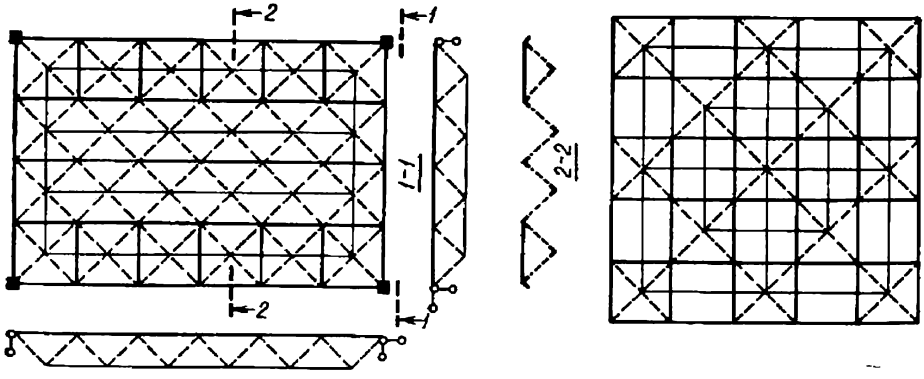


Fig X.29. Esquemas rarefeitos de uma estrutura

e a estrutura. São muito comuns os painéis com as dimensões 1,5; 2; 2,5 e 3 metros.

Estabelecidas as dimensões gerais da estrutura e do painel, é preciso escolher o número de diversas seções. O mais racional é adotar 4—5 gradações. Um número menor de gradações resulta em despesas excessivas de metal e um número maior, aumenta o preço do trabalho proporcionando uma economia insignificante do aço.

Nós e barras das estruturas

A criação de um elemento típico padronizado—barra de uma estrutura ou um nó espacial—é a mais importante tarefa da projeção. Ao elaborar a estrutura de um nó é preciso ter em vista que é preferível um nó universal que possa ser utilizado para os mais diversos esquemas.

O perfil mais racional é a seção tubular que tem o melhor raio de inércia em comparação com outras seções. Uma estrutura tubular proporciona uma economia de metal de 15—20 % em comparação com uma estrutura composta de cantoneiras. No entanto, devido à falta de tubos utilizam-se também outros perfis, por exemplo, os perfis dobrados fechados de seção retangular ou quadrada, ou perfis compostos de cantoneiras laminadas. Os nós podem ser divididos, quanto ao método de junção, em nós na base de parafusos e os soldados.

Entre os nós do primeiro tipo em diversos países o mais usado é o nó do tipo «Mero» (RFA). Para a aplicação do nó deste tipo na URSS contribuiu muito o seu aperfeiçoamento pelo Instituto de arquitetura de Moscou.

O nó é um poliedro fundido inscrito numa superfície esférica (fig. X.30). Nas facetas planas abrem-se orifícios e faz-se a rosca. Nestes orifícios são colocados os parafusos das barras espaciais. No processo de fabricação das barras de seção tubular nas suas extremidades são fixadas por meio de solda arruelas redondas com um orifício no centro e parafusos especiais. O comprimento da rosca dos parafusos é rigorosamente determinado. Nos parafusos são postas porcas que têm em dois planos opostos uma ranhura longitudinal para a cavilha que impede a rotação da porca.

Quando a cabeça do parafuso que se encontra dentro da barra encosta na arruela interna, a porca deve tocar o plano do poliedro. O parafuso pode transmitir os esforços de tração para a barra e os esforços de compressão são transmitidos através da porca. Este sistema exige a fabricação muito precisa das porcas e das barras com as arruelas soldadas.

Na fig. X.30 estão indicadas as tolerâncias aproximadas para a fabricação de peças (0,15—0,2 mm) que devem ser observadas rigorosamente. As estruturas deste tipo exigem um alto grau de precisão o que as difere das estruturas metálicas comuns; porém

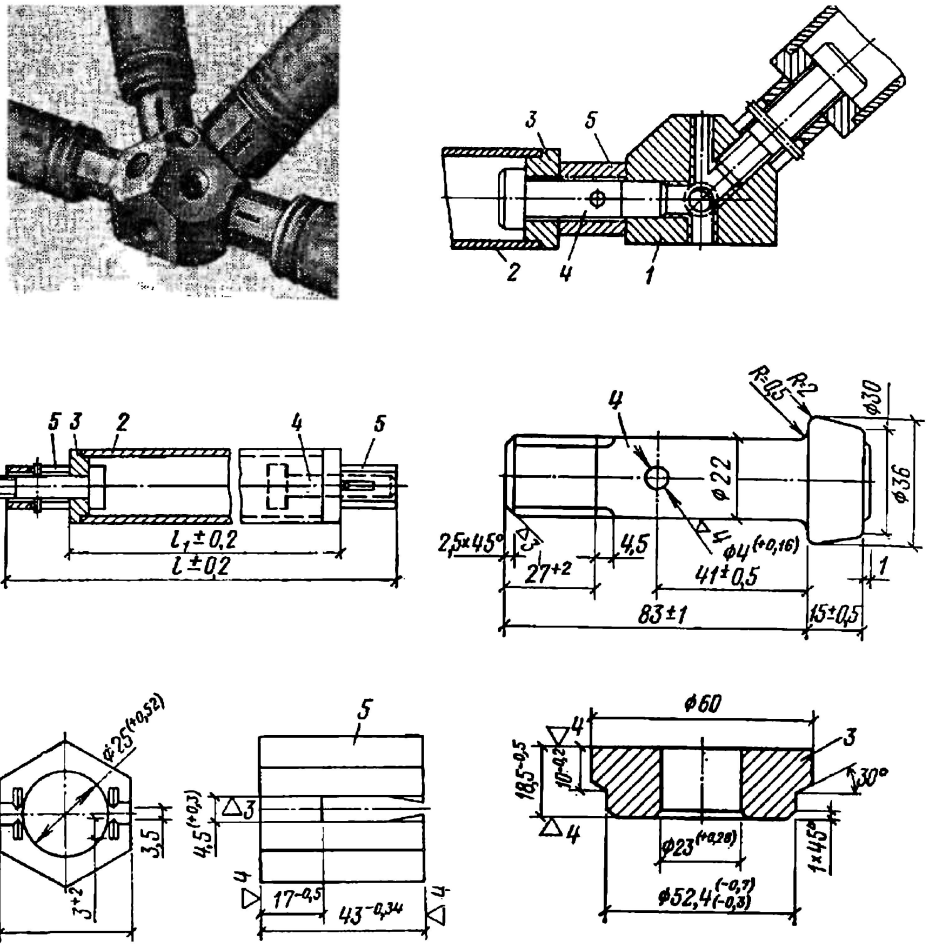
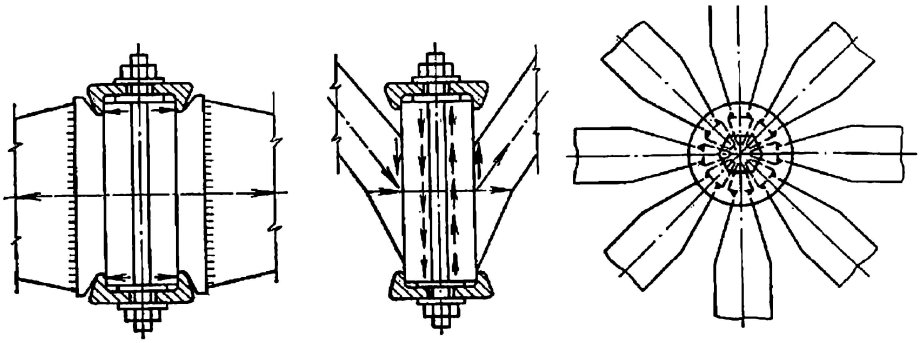


Fig. X.30. Estrutura do nó de parafusos do tipo Mero
1—poliedro; *2*—barra; *3*—arruela; *4*—parafuso especial; *5*—porca com ranhuras

quando se trata da fabricação em massa no equipamento especialmente adaptado para isso, o seu custo resulta mais baixo do que das estruturas comuns.

Nestes casos utilizam-se em regra parafusos de alta resistência das classes 8.8; 10.9 ou 12.9 ou os parafusos de aço carbono 35 de acordo com GOST 1050—60** (incluindo as porcas); podem ser utilizadas também as peças de aço com liga do tipo 40X de acordo com as Condições Técnicas 14-4-87-72, 40XΦA e 38XC segundo GOST 4543—71, submetidas ao tratamento térmico numa peça já pronta (parafuso) com alto revenimento (GOST 7798—70*). A resistência temporária à ruptura depois do tratamento térmico não deve ser inferior a 80 kN/cm² para os parafusos feitos de aço 35 e 110 kN/cm² para os parafusos feitos de outros aços.



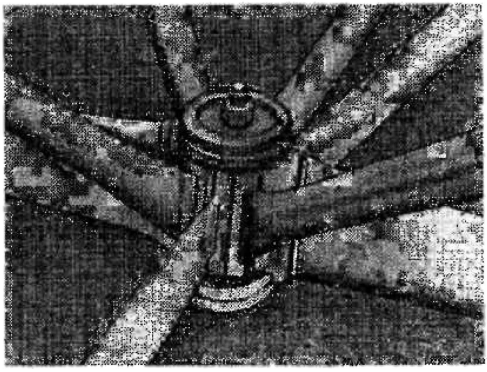


Fig. X.31. Estrutura do nó do tipo IFI (RDA)

O defeito dos nós deste tipo é o seu grande peso que constitui cerca de 20 % do peso da estrutura, assim como a restrição imposta ao diâmetro dos parafusos fornecidos (27 mm) e por conseguinte, ao esforço máximo. Pretende-se dar início à fabricação de parafusos de alta resistência com o diâmetro de 30 mm e mais.

Um outro nó bastante usado, o do tipo IFI, foi proposto na RDA (fig. X.31). Nas extremidades de elementos tubulares especiais são soldadas pontas cuneiformes. O nó forma-se mediante a compressão com um só parafuso de duas tampas em que se inserem as pontas. O esforço transmite-se através dos bordos das tampas que têm superfícies cônicas; isto é indispensável para tornar a junta mais hermética no processo de aperto do parafuso. Os nós deste tipo, já utilizados, agüentam os esforços das barras adjacentes de até 250—300 kN.

Quando os esforços nas barras são $\geqslant$ 400 kN o nó resulta demasiadamente grande e pesado. Entre os defeitos deste nó deve-se mencionar exigências severas no que diz respeito às tolerâncias das dimensões das peças fabricadas, a concentração das tensões junto da raiz da costura da ponta soldada à barra, assim como o seu trabalho à flexão, o que restringe as possibilidades de aumento da capacidade portante do nó.

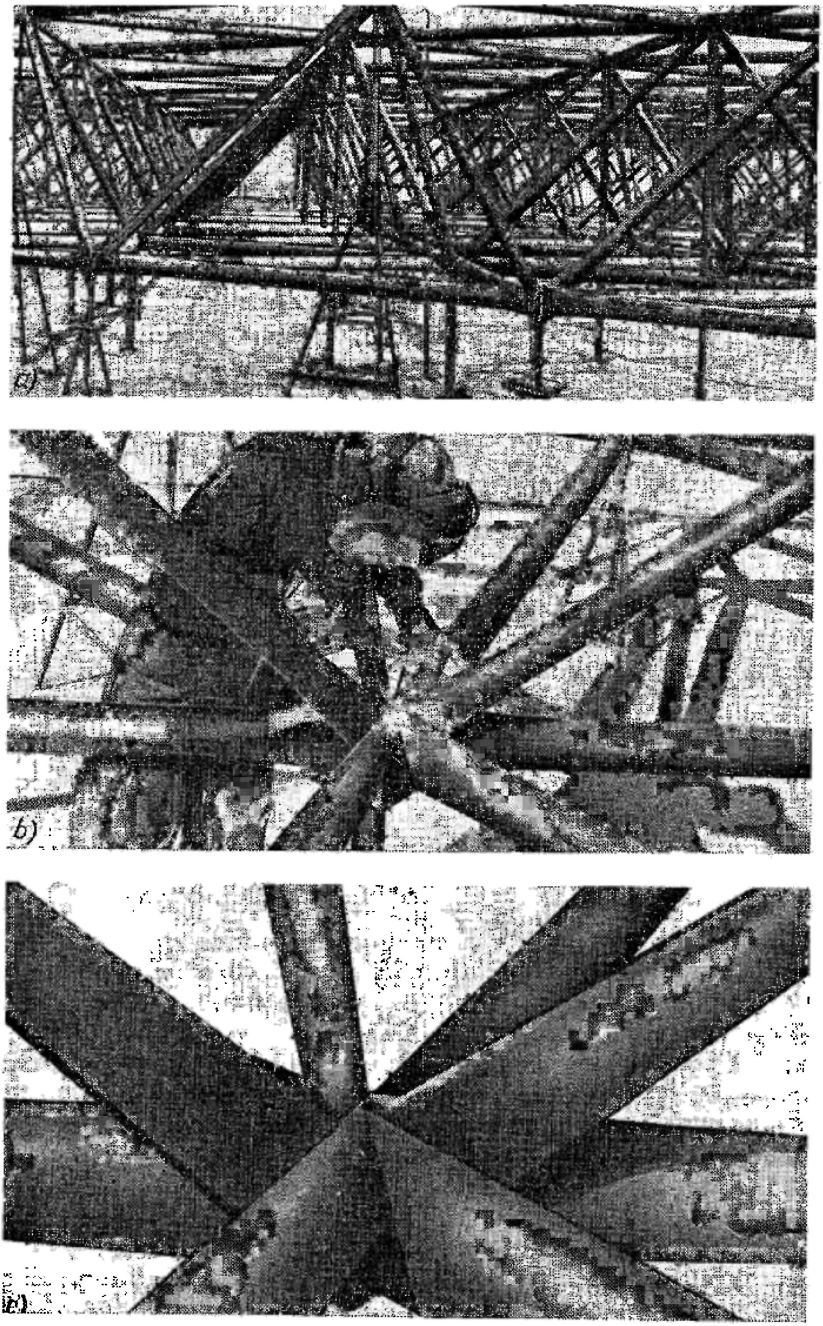


Fig. X.32. Estrutura do nó soldado do tipo proposto pelo Instituto Central de pesquisas de estruturas empregadas na construção civil
a—montagem dos nós; *b*—soldagem do nó; *c*—nó pronto

pregadas na construção civil «V. A. Kutcherenko» foi elaborado o nó em que os perfis tubulares são ligados por meio da soldagem no banho. As extremidades das barras tubulares são achatadas e as extremidades das diagonais são cortadas sob o ângulo igual ao ângulo da diagonal. As barras são reunidas em nó nos suportes especiais (fig. X.32, *a*); debaixo do nó coloca-se uma guarnição de cobre. Entre as extremidades dos tubos forma-se um espaço livre preenchido pelo eletródio fusível (fig. X.32, *b*, *c*). O nó deste tipo soldado no banho é o mais leve de todos. O seu peso constitui 3—5 % do peso da estrutura. O nó deste tipo utiliza-se amplamente, mas requer a execução altamente qualificada, uma vez que o controle da qualidade da costura é bastante difícil. Além disso, deve ser elaborado ao mesmo tempo o gráfico da seqüência da soldagem dos nós, uma vez que na estrutura surgem grandes tensões devidas à retração.

No caso de estruturas compostas de armações verticais espaciais o nó é bastante simples. A sua vantagem básica é que os seus elementos podem ser ligados por meio de parafusos, o que acelera consideravelmente a montagem.

Nas estruturas do tipo rarefeito (fig. X.29) também podem ser utilizadas junções na base de parafusos e chapas de reforço. Se os esforços nas diagonais são pequenos a sua junção às cantoneiras isoladas pode ser executada por meio de parafusos.

Existem numerosas propostas a respeito das estruturas dos nós, mas a maioria deles têm diversos defeitos. No entanto, um nó seguro, leve e simples tem uma grande importância, pois o seu peso constitui 5—20 % do peso da estrutura, enquanto o seu custo é relativamente alto.

Cálculo de sistemas estruturais

Em regra, os sistemas estruturais são estaticamente indeterminá-veis interna e externamente. Por isso um sistema destes, como um sistema composto de barras e articulações, pode ser calculado com precisão somente com a ajuda de uma calculadora eletrónica na base de programas especiais que incluem todos os parâmetros geométricos (ou seja, comprimentos das barras e as áreas das seções transversais) e as respectivas rigidezes. Estes programas foram elaborados nas organizações de projeção e de pesquisas científicas (Instituto Central de projeção de estruturas de aço, Instituto Central de pesquisas científicas de estruturas empregadas na construção civil «V. A. Kutcherenko», etc.). No processo de escolha entre diversos esquemas de estruturas com condições limites diferentes das variantes necessárias convém aplicar o método de cálculo aproximado que tem como base a apresentação do sistema composto de barras e articulações como um modelo em forma de uma placa contínua. Neste caso as condições limites, a carga e as caracterísli-

cas elásticas (grau de trabalho à torção, coeficiente de contração transversal, etc.) devem ser eqüivalentes a estas características de um sistema composto de barras e de articulações. O erro nos esforços comparado com o cálculo exato da estrutura como um sistema de barras e articulações normalmente não supera 15—20 % e pode ser reduzido a 5—10 % se se leva em consideração o trabalho da placa também ao cisalhamento.

O cálculo à flexão das placas estruturais com a altura relativa pequena h/L (1/20 ... 1/17) pode ser executado em conformidade com a teoria clássica de flexão das placas sem levar em consideração a influência do cisalhamento por causa das flexões (hipótese da normal reta). O cálculo reduz-se à integração da equação diferencial (X.40) levando-se em consideração as duas condições limites em cada aresta da placa

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\xi \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q(x, y)}{D}, \qquad (X.40)$$

onde w é a flecha da placa (da estrutura);

D, a rigidez cilíndrica que pode ser adotada pela tabela X.3;

$q(x, y)$, a carga;

ξ, o coeficiente que leva em consideração o grau de trabalho da estrutura à torção:

$$\xi = \mu + \frac{2D_{xy}}{D}, \qquad (X.41)$$

μ, o coeficiente de contração transversal e D_{xy}, rigidez à torção adotadas na base da tabela X.3.

As estruturas dividem-se quanto ao caráter de trabalho em dois grupos: 1) as que não trabalham à torção e não são solicitadas por momentos de torção (sistemas ortogonais, $\xi = 0$), por exemplo, as estruturas em que ambas as redes têm células quadradas, sem diagonais; 2) estruturas em que pelo menos numa das redes as barras formam sistemas geometricamente invariáveis. Estes sistemas trabalham à torção, isto é, são solicitados por momentos de torção.

Para integrar a equação (X.40) convém utilizar o método de diferenças finitas (método de redes)[1] que tem um caráter universal e permite resolver de uma forma simples o sistema de equações lineares para quaisquer condições limites.

Se a placa é dividida em redes quadrangulares, sendo a dimensão da célula nominal λ a equação (X.40) pode ser escrita para o i-ésimo ponto em forma de diferenças finitas da seguinte maneira (fig. X.33, *a*):

$$4(3 + 2\xi) w_i - 4(1 + \xi)(w_l + w_k + w_n + w_m) + 2\xi (w_q + w_r + w_0 + w_p) + w_t + w_u + w_s + w_v = q\lambda^4/D = P\lambda^2/D, \qquad (X.42)$$

onde q é uma carga uniformemente distribuída; P, força concentrada no ponto i, recolhida da área $\lambda \times \lambda$.

[1] P. M. Varvak. Desenvolvimento e aplicação do método de diferenças finitas ao cálculo das placas. Kiev, edição da Academia de Ciências da Ucrania, 1952.

Os momentos de flexão e a força transversal total originada pelos momentos de flexão e de torção são determinados pelas fórmulas:

$$M_{ix} = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) =$$

$$= -\frac{D}{\lambda^2}[(w_k - 2w_i + w_l) + \mu(w_m - 2w_i + w_n)];$$

$$M_{iy} = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right) =$$

$$= -\frac{D}{\lambda^2}[(w_n - 2w_i + w_m) + \mu(w_k - 2w_i + w_l)]; \qquad \text{(X.43)}$$

$$M_{ixy} = -2D_{xy}\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = -\frac{D_{xy}}{2\lambda^2}[(w_0 + w_r) - (w_q + w_p)];$$

$$Q_{ix} = -D\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \xi \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) = \frac{-D}{2\lambda^3}\{[w_s - 2(w_k - w_l) - w_t] +$$

$$+ \xi[(w_0 - w_p) - 2(w_k - w_l) + (w_q - w_r)]\}; \qquad \text{(X.44)}$$

$$Q_{iy} = -D\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \xi \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right) = \frac{-D}{2\lambda^3}\{[w_u - 2(w_m - w_n) - w_v] +$$

$$+ \xi[(w_p - w_r) - 2(w_m - w_n) + (w_0 - w_q)]\}.$$

Ao compor o sistema de equações lineares que satisfazem as condições limites do problema deve-se distinguir os valores das forças transversais que existem dentro do contorno (ver a equação X.44) dos valores das forças transversais reduzidas na borda livre, indicadas na tabela X.4.

Para os pontos que se encontram dentro do contorno as duas condições limites indicadas na tabela X.4 são anotadas em forma de diferenças finitas. Por exemplo, para o ponto i que se encontra na borda livre da placa a equação (X.43) pode ser escrita em forma $M_{ix} = 0$ e $Q_{\text{red } ix} = 0$; a resolução destas equações permite determinar os pontos que se encontram fora do contorno em fun-

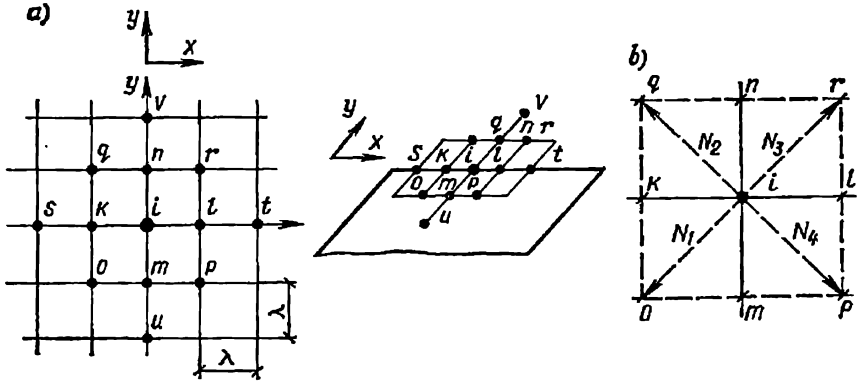
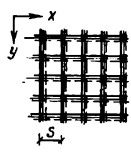
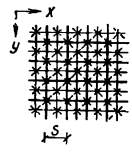
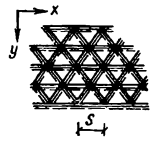
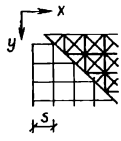


Fig. X.33. Designação dos pontos da rede (*a*) e dos esforços nas diagonais de uma estrutura ortogonal (*b*)

Tabela X.5

Caraterísticas clásticas e esforços nos elementos das estruturas*

Caraterísticas elásticas	Tipo da estrutura			
	com a configuração idêntica das redes dos cintos			com a configuração diferente das redes dos cintos
				
Rigidez cilíndrica à flexão $D = EF_{c.sup} S \operatorname{tg}^2 \alpha \cdot k_1$	$k_1 = \frac{1}{2(1+n)}$		$k_1 = \frac{\sqrt{3}}{4(1+n)}$	$k_1 = \frac{1}{2(n+\nu_b m_b \sqrt{2})}$
Rigidez à torção $D_{xy} = EF_{c.sup} S \operatorname{tg}^2 \alpha \cdot k_2$	$k_2 = 0$		$k_2 = \frac{1}{4\sqrt{3}(1+n)}$	$k_2 = \frac{1}{8\sqrt{2}\psi}$
Coeficiente de contração transversal μ	0		$\frac{1}{3}$	$\sqrt{1 - \frac{(1+\nu_b)(n+\nu_b\sqrt{2}\,m_b)}{1+n+n\nu_b}}$
Parâmetro da equação diferencial ξ	0		1	$\frac{n+\nu_b m_b \sqrt{2}}{2\sqrt{2}\,m_b \psi} + \mu$

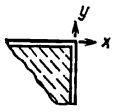
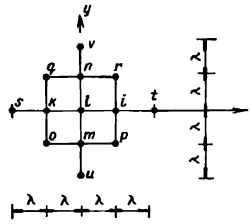
Esforços nos cintos	$N_x = \pm \dfrac{M_x \sqrt{2}}{\operatorname{tg}\alpha}$ $N_y = \pm \dfrac{M_y \sqrt{2}}{\operatorname{tg}\alpha}$		$\pm \dfrac{3M_x - M_y}{2 \operatorname{tg}\alpha}$ $\pm \dfrac{M_y \pm M_{xy}\sqrt{3}}{\operatorname{tg}\alpha}$	$N_x^{inf} = \dfrac{M_x \sqrt{2}}{\operatorname{tg}\alpha}$; $N_y^{inf} = \dfrac{M_y \sqrt{2}}{\operatorname{tg}\alpha}$ $N_x^{sup} = -\dfrac{\sqrt{2}\,(M_x - \nu_b M_y)}{(1+\nu_b)\operatorname{tg}\alpha}$ $N_y^{sup} = -\dfrac{\sqrt{2}\,(M_y - \nu_b M_x)}{(1+\nu_b)\operatorname{tg}\alpha}$
Esforços nas diagonais	$\pm \dfrac{Q_x S}{\operatorname{sen}\alpha}$ $\pm \dfrac{Q_y S}{\operatorname{sen}\alpha}$	$\dfrac{-(Q_x - Q_y)S}{2\operatorname{sen}\alpha}$ $-\dfrac{(Q_x + Q_y)S}{2\operatorname{sen}\alpha}$ $\dfrac{(Q_x + Q_y)S}{2\operatorname{sen}\alpha}$	$\pm \dfrac{Q_y S}{\operatorname{sen}\alpha}$ $\pm \dfrac{(Q_x\sqrt{3} \pm Q_y)S}{2\operatorname{sen}\alpha}$	$N_d^{sup} =$ $= \dfrac{(M_x + M_y)\nu_b \pm 2(1+\nu_b)M_{xy}}{(1+\nu_b)\operatorname{tg}\alpha}$ $\pm \dfrac{(Q_x + Q_y)S + 4M_{xy}}{2\operatorname{sen}\alpha}$ $\pm \dfrac{(Q_x \pm Q_y)S - 4M_{xy}}{2\operatorname{sen}\alpha}$

Designações: — rede superior; — rede inferior; — diagonais $n = F_{c.sup}/F_{c.inf}$; $m_b = F_{c.sup}/F_{d.sup}$; $\nu_b = \dfrac{1}{1 + m_b\sqrt{2}}$; $\psi = 1 + \dfrac{F_{d.s.}}{F_{c.sup}\cos^2\alpha}$; onde $F_{c.sup}$ e $F_{c.inf}$ são áreas dos cintos superior e inferior; $F_{d.sup}$, área das diagonais superiores dos cintos; $F_{d.}$ área das diagonais; α, ângulo de inclinação das diagonais em relação ao plano horizontal da rede do cinto inferior.

* Ver a nota na pág. 397.

Tabela X.

Condições limites das placas com diversos esquemas de apoio

Esquema do apoio	Forma diferencial da anotação das condições limites	Forma de diferenças finitas para o ponto i
 Articulado	$w=0$ $M_x=-D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\mu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)=0$ $M_y=-D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+\mu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)=0$	
Encastrado	$w=0$ $\varphi_x=-\frac{\partial w}{\partial x}=0$ $\varphi_y=-\frac{\partial w}{\partial y}=0$	$\varphi_x=-\frac{w_k-w_l}{2\lambda}=0$ $\varphi_y=-\frac{w_m-w_n}{2\lambda}=0$

Apoio angular	$M_x = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) = 0$ $M_y = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right) = 0$ $Q_{\text{red } x} = -D\left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2\xi - \mu)\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y}\right] = 0$ $Q_{\text{red } y} = -D\left[\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + (2\xi - \mu)\frac{\partial^3 w}{\partial y^2 \partial x}\right] = 0$ Para o ponto angular $w = 0$	$M_x = -\frac{D}{\lambda^2}[(w_k - 2w_i + w_l) + \mu(w_n - 2w_i + w_m)] = 0$ $M_y = -\frac{D}{\lambda^2}[(w_n - 2w_i + w_m) + \mu(w_k - 2w_i + w_l)] = 0$
Placa com consolas	$M_x = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) = 0$ $M_y = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right) = 0$ $Q_{\text{red } x} = -D\left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2\xi - \mu)\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y}\right] = 0$ $Q_{\text{red } y} = -D\left[\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + (2\xi - \mu)\frac{\partial^3 w}{\partial y^2 \partial x}\right] = 0$ $M_{xy}\mid_B = -2D_{xy}\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = 0$ $w_A = 0$	$M_{xy}\mid_B = -\frac{D_{xy}}{2\lambda^2}[(w_0 + w_r) - (w_q + w_p)] = 0$ $Q_{\text{red } x} = -\frac{D}{2\lambda^3}\{[w_s - 2(w_k - w_l) - w_i] + (2\xi - \mu)(w_0 - w_p) - 2(w_k - w_l) + (w_q - w_r)]\} = 0$ $Q_{\text{red } y} = -\frac{D}{2\lambda^3}\{[w_u - 2(w_m - w_n) - w_v] + (2\xi - \mu)[(w_p - w_r) - 2(w_m - w_n) + (w_0 - w_q)]\} = 0$

ção dos pontos internos do contorno. Se o ponto i é angular, $M_{xy} = 0$, etc. Depois disso a equação (X.42) escreve-se para cada ponto do setor reticular, incluindo os pontos que se encontram no contorno. Tendo satisfeito desta forma as condições limites dadas nos contornos e resolvido o sistema das equações lineares resultantes, obtemos os valores das flexões em cada ponto da rede da placa.

Depois de determinar as flexões mediante a solução do sistema de equações, calculamos pelas fórmulas (X.43) e (X.44) os momentos de flexão e as forças transversais lineares M_x, M_y, Q_x e Q_y. Os esforços nos cintos e nas diagonais para diversos sistemas de estruturas podem ser determinados pela tabela X.3. Por exemplo, para as estruturas ortogonais sem as diagonais nas redes dos cintos ($\xi = 0$, $\mu = 0$) e ângulo de inclinação das diagonais em relação ao plano da rede inferior do cinto igual a α e as seções dos cintos superior e inferior iguais ($n = F_{\text{c. sup}}/F_{\text{c. inf}} = 1$) a rigidez cilíndrica vem a ser

$$D = \frac{EF_{\text{c. sup}} S \operatorname{tg}^2 \alpha}{2(1+F_{\text{c. sup}}/F_{\text{c. inf}})} = \frac{EF_{\text{c. sup}} h^2}{2S},$$

onde S é o comprimento do painel do cinto;
h, altura da estrutura;
α, ângulo de inclinação da diagonal em relação ao plano da rede inferior do cinto. Quando $\alpha = 45°$, $\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{S}\sqrt{2}$.

Os momentos:

$$M_{ix} = -\frac{D}{\lambda^2}(w_k - 2w_i + w_l);$$

$$M_{iy} = -\frac{D}{\lambda^2}(w_m - 2w_i + w_n);$$

As forças transversais:

$$Q_x = -\frac{D}{2\lambda^3}[w_s - 2(w_k - w_l) - w_t];$$

$$Q_y = -\frac{D}{2\lambda^3}[w_u - 2(w_m - w_n) - w_v].$$

Esforços nos cintos:

$$\left.\begin{aligned}
N_{\text{c. sup. }x} &= -\frac{M_x\sqrt{2}}{\operatorname{tg}\alpha} = -\frac{M_x S}{h} = -\frac{S}{h}\left(\frac{M_{ix}+M_{lx}}{2}\right);\\
N_{\text{c. sup. }y} &= -\frac{S}{h}\left(\frac{M_{iy}+M_{ny}}{2}\right);\\
N_{\text{c. inf. }x} &= \frac{M_x\sqrt{2}}{\operatorname{tg}\alpha} = \frac{M_x S}{h} = \frac{S}{h}\left(\frac{M_{ix}+M_{lx}}{2}\right);\\
N_{\text{c. inf. }y} &= \frac{S}{h}\left(\frac{M_{iy}+M_{ny}}{2}\right).
\end{aligned}\right\} \quad (X.45)$$

Os esforços nas diagonais serão (fig. X.33, *b*)[1]:

$$\left.\begin{aligned} N_1 &= -\frac{1}{2\operatorname{sen}\alpha}(M_{xk}+M_{ym}-M_{xl}-M_{yi});\\ N_2 &= -\frac{1}{2\operatorname{sen}\alpha}(M_{xk}+M_{yn}-M_{xl}-M_{yi});\\ N_3 &= -\frac{1}{2\operatorname{sen}\alpha}(M_{xl}+M_{yn}-M_{xi}-M_{yi}).\\ N_4 &= -\frac{1}{2\operatorname{sen}\alpha}(M_{xl}+M_{ym}-M_{xi}-M_{yi}). \end{aligned}\right\} \quad (X.46)$$

Ao adotar diversos valores de M_x e M_y deve-se levar em consideração os respectivos sinais, isto é, ter em vista a soma algébrica.

Se no ponto i existe o apoio, a reação de apoio vem a ser

$$R_i = M_{xk}+M_{xl}+M_{yn}+M_{ym}-2M_{xi}-2M_{yi}+P_i, \quad (X.47)$$

onde P_i é a força originada pela carga externa e concentrada no ponto i.

A justeza do cálculo dos esforços para as barras verifica-se mediante a composição da equação de equilíbrio para qualquer nó.

O cálculo dos sistemas estruturais à flexão na base do modelo nominal em forma de uma placa (de acordo com a teoria clássica mas sem levar em consideração o trabalho da placa ao cisalhamento) dá normalmente valores das flexões menores do que os valores reais. Isto depende da correlação entre a altura da estrutura e o seu vão h/L e correlação das áreas das seções dos cintos e das diagonais da estrutura. Se se leva em consideração o trabalho da placa ao cisalhamento, os valores das flexões aproximam-se dos reais. A diferença nos cálculos para as estruturas ortogonais apoiadas em quatro pilares pode ser caraterizada aproximadamente por seguintes resultados, expressos em por cento.

F_c/F_p	h/L		
	1/10	1/15	1/20
1	20 %	10 %	5 %
1,5	30 %	12 %	7 %

Portanto é preferível que o cálculo da estrutura na base do modelo nominal convencional da placa contínua seja realizado de forma a levar em consideração o seu trabalho ao cisalhamento.

[1] F. Lederer. a kol. Ocelové konstrukce pozemnich staveb. Praha, 1971, pág. 460.

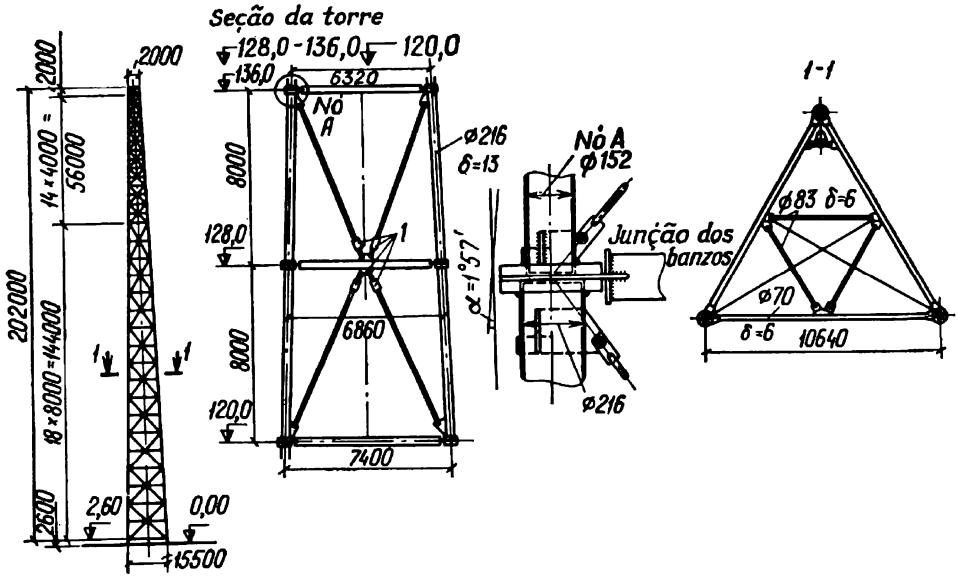


Fig. X.34. Torre de rádio triedral
1—buchas de constrição

§ 51. TORRES E MASTROS

1. Informações gerais

As construções altas com a seção transversal relativamente pequena e grande relação da altura à largura máxima chamam-se torres ou mastros.

A torre é uma construção em forma de uma consola, livremente instalada e encastrada no fundamento; o mastro é uma construção ligada ao fundamento por meio de uma articulação e estaiada por cabos tensores ou outros elementos das estruturas.

Como exemplo das construções do tipo da torre pode-se indicar os castelos de água, torres de rádio e televisão, postes das linhas elétricas, postes da linha de rádio-relés, etc. Na fig. X.34 está mostrada uma torre de rádio triedral feita de tubos, a sua altura é 202 metros. Como exemplos de construções do tipo de mastros pode-se indicar os mastros de rádio, de televisão, etc.

Devido à grande altura das construções do tipo de torres e mastros, a carga básica que determina até um certo ponto a forma destas construções é a carga do vento (Regras e Normas de Construção civil II-6-74).

As cargas verticais têm uma certa importância somente nas construções do tipo de castelos de água ou nas estruturas do tipo de mastros solicitadas pela componente vertical da tensão originada pelos estais.

A carga nominal distribuída do vento determina-se pela fórmula

$$q = q_n^0 k c \beta F, \qquad (X.48)$$

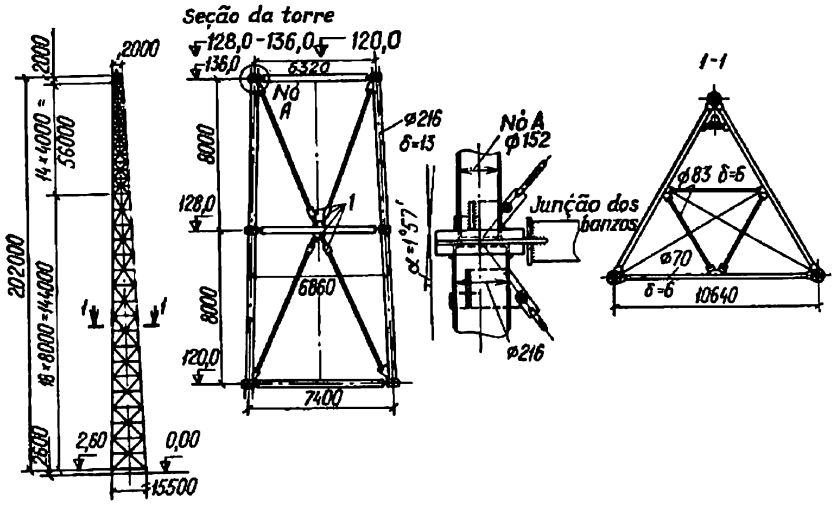


Fig. X.34. Torre de rádio triedral
1—buchas de constrição

onde $q = q_n^u n$, é a pressão normativa correspondente à velocidade do vento em kN/m² na altura dada, multiplicada pelo coeficiente de sobrecarga $n = 1{,}3$;

k, coeficiente de aumento da pressão correspondente à velocidade do vento ao longo da altura da construção;

c, coeficiente aerodinâmico igual a: $c = 1{,}4$ para as seções em forma de cantoneiras e $c = 0{,}45 \ldots 1{,}2$ para as barras cilíndricas;

β, coeficiente de aumento da pressão correspondente à velocidade do vento que reflete a sua dinamicidade e as rajadas do vento (normalmente varia entre 1,1 e 2);

F, área líquida em m² da projeção da construção calculada ou da sua parte sobre o plano perpendicular à direção do vento.

2. Torres

As altas torres de rádio têm na maioria dos casos a seção triangular ou quadrada no plano e a configuração piramidal em altura.

A largura da base adota-se igual a 1/8—1/15 da altura e a inclinação das suas faces 1/16—1/40. Uma vez que as seções tubulares têm boas qualidades aerodinâmicas e o valor do coeficiente aerodinâmico c que lhes corresponde é consideravelmente menor do que nas outras seções, os elementos dos cintos da torre são feitos normalmente de tubos com flanges soldados nas suas extremidades; isto permite executar a montagem por meio de parafusos o que é bastante cômodo. A treliça das torres é composta de diagonais cruzadas de aço redondo com um dispositivo de tensão e escoras rígidas de seção tubular.

O peso das torres de rádio de altura 100—200 metros constitui respectivamente cerca de 2—3 kN/m para as torres triedrais e 4—5 kN/m para as torres quadradas feitas de tubos.

A estrutura de um castelo de água inclui montantes dispostos no plano pelos ângulos do quadrado ou polígono, inscrito num círculo. Os montantes são feitos de ferro em I ou ferros em U, mas podem ser também compostos de peças com diversos perfis.

As torres são calculadas da mesma forma que uma barra treliçada encastrada no fundamento. A carga vertical distribui-se entre os montantes (entre os cintos) de maneira uniforme.

O esforço total originado pelas cargas verticais e horizontais no montante da torre é:

$$N = N_1 \pm N_2, \tag{X.49}$$

onde $N_1 = \dfrac{P}{n \cos \alpha}$ é o esforço no montante originado pelas cargas verticais distribuídas uniformemente entre os n montantes da torre que estão inclinadas sob o ângulo α em relação à vertical (se este ângulo existe);

N_2, esforço originado no montante pelas forças horizontais; este esforço deve-se ao momento de tombamento.

Numa torre quadrada o esforço no cinto é máximo quando a carga horizontal (devida ao vento) está orientada contra a aresta da torre

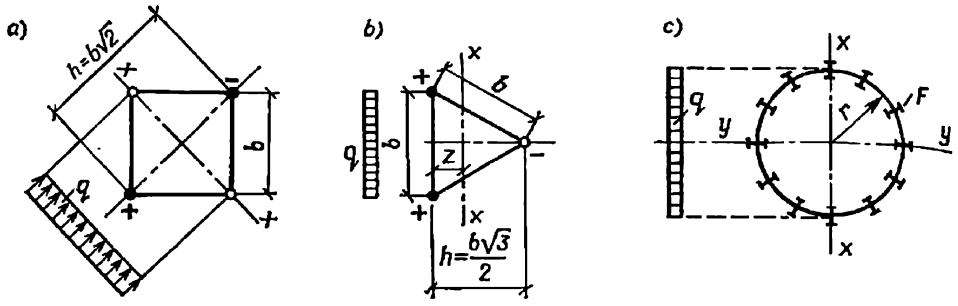


Fig. X.35. Cálculo das torres

e no trabalho à flexão participam somente dois cintos (fig. X.35, *a*):

$$N_2 = \frac{M}{b\sqrt{2}}. \qquad (X.50)$$

Numa torre triedral o esforço máximo originado no cinto pela carga horizontal vem a ser (fig. X.35, *b*):

$$N_2 = \frac{2M}{b\sqrt{3}}. \qquad (X.51)$$

Numa torre de muitos montantes o esforço N_2 no montante com a seção F determina-se na base do momento de tombamento relativamente ao eixo x—x (fig. X.35, *c*) pela fórmula

$$N_2 = \sigma F = \frac{M}{W_x} F = \frac{MrF}{J_x} = \frac{2M}{nr}, \qquad (X.52)$$

onde o momento equatorial de inércia J_x nas seções simétricas é igual à metade do momento polar de inércia:

$$J_x = \frac{J_p}{2} = \frac{nr^2F}{2}. \qquad (X.53)$$

O plano de raio máximo de inércia da seção dos montantes é disposto normalmente ao longo dos raios da torre. No cálculo dos montantes à compressão adota-se como o seu comprimento nominal no plano da face da torre a distância entre os anéis horizontais e os nós da treliça. Como comprimento nominal do montante no sentido radial adota-se: para as torres com quatro e seis montantes—a distância entre os nós da treliça; quando o número de montantes é superior a 8—o comprimento total (isto é, a altura da torre), se no plano horizontal não existem diafragmas rigidamente fixados que tenham a rigidez suficiente no plano vertical.

A treliça das torres trabalha ao esforço transversal e calcula-se na base da suposição de que este último é agüentado por duas armações verticais planas.

3. Mastros

A estrutura de um mastro estaiado consiste de um fuste estaiado, cuja seção pode ser triangular, quadrada ou redonda. Os cintos de um fuste treliçado de seção triangular ou quadrada fazem-se de tubos ligados por meio de flanges, da mesma forma que as estruturas das torres; podem ser aplicadas também as seções em forma de cantoneira, embora isso seja menos racional. A seção redonda do fuste forma-se por chapas laminadas e soldadas.

Os estais são feitos de cabos de aço com núcleo de aço e encastrados nas chapas de ancoragem feitas de concreto armado. Estas chapas são instaladas na terra. Os estais são dispostos pela altura da torre paralelamente um a outro, sob o ângulo de 45°; neste caso cada estai tem o seu próprio fundamento (fig. X.36). Um grupo de estais pode ser fixado também num só fundamento e reforçado por vergas

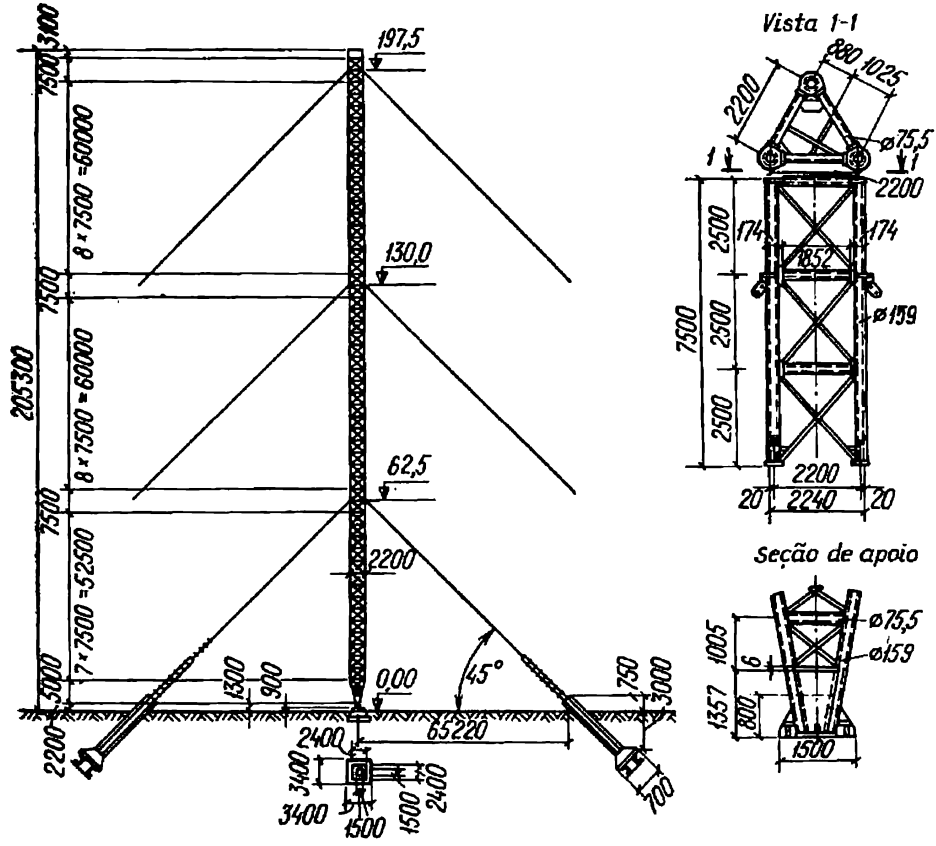


Fig. X.36. Mastro de rádio triedral

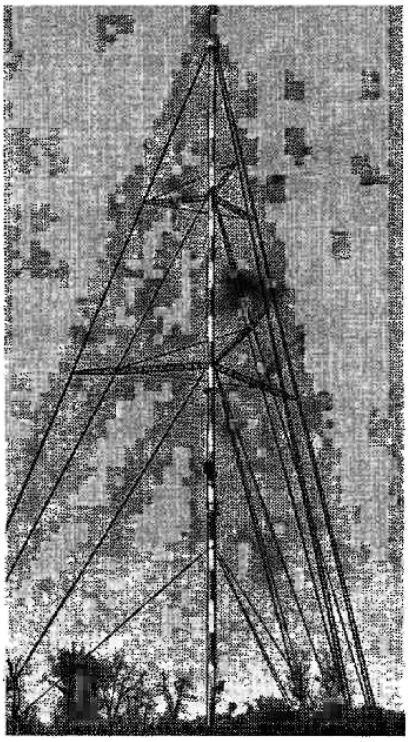


Fig. X.37. Mastro de televisão

gulo limite de inclinação do estai mais alto em relação ao horizonte constitui 60°. No plano os estais são dispostos nos sentidos radicais relativamente ao fuste do mastro: se a seção do fuste é triangular ou redonda o número de estais é três e se quadrada, é quatro. As extremidades dos cabos de estais são fixadas nos casquilhos de aço com ligas de zinco ou outras ligas que se põem aí em estado líquido.

Os mastros de rádio são mais leves e baratos do que as torres de rádio, mas requerem uma área maior para instalar os estais.

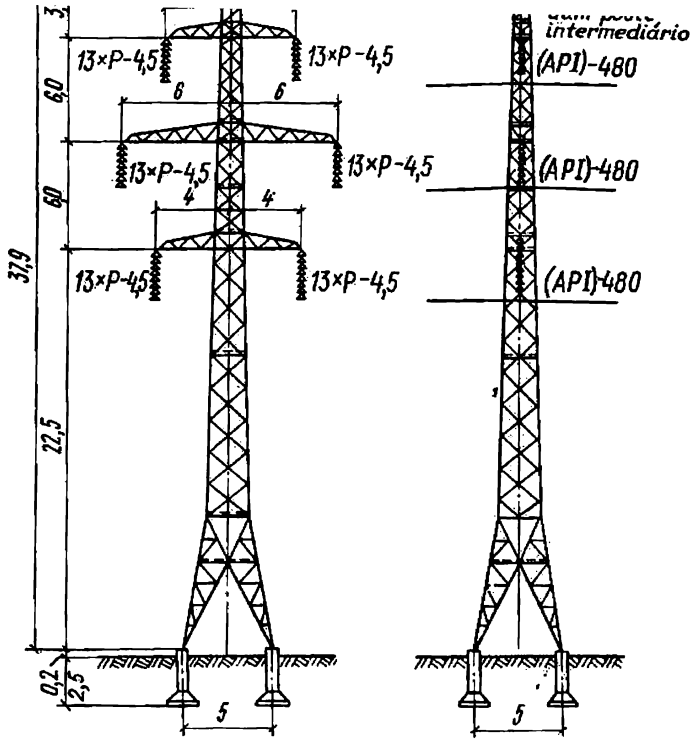
Os mastros são calculados basicamente para resistir à carga do vento e à componente vertical do esforço originado pela tensão dos estais no caso de diversas correlações de temperaturas e valores da pressão do vento devida à sua velocidade[1]. Leva-se em consideração a possibilidade de rompimento das antenas de arame entre os mastros, assim como o surgimento do gelo em todos os elementos das estruturas e das antenas.

O deslocamento elástico máximo do fuste do mastro nos locais de fixação dos estais não deve ultrapassar 1/100 da distância entre o ponto de fixação destes estais e o fundamento. O cume do mastro também não deve afastar-se da vertical mais de 1/100 do comprimento da consola.

O cálculo de um mastro realiza-se em duas etapas. Durante a primeira etapa o fuste é considerado como uma barra submetida à compressão e torção, instalada nos apoios rígidos (isto é, estais); é de se notar que a força longitudinal determina-se como soma do próprio peso da estrutura e do equipamento instalado nos mastros e das componentes verticais das forças reativas dos estais. Na base destes esforços escolhem-se as seções do fuste do mastro e dos estais, depois disso faz-se o cálculo mais preciso[2]. Na segunda etapa do cálculo o estai é considerado um fio elástico tendido com uma certa tensão inicial (ou flecha escolhida) e determinam-se os possíveis deslocamen-

[1] Em conformidade com as normas e instruções em vigor.

[2] **G. A. Savitski.** Fundamentos do cálculo dos mastros de rádio. M., Stroiizdat, 1955; **A. G. Sokolov.** Postes das linhas de comunicação. M., Gosstroiizdat, 1962.


3
6,0
6,0
22,5
37,9
0,2
2,5
13×P-4,5
13×P-4,5
13×P-4,5
13×P-4,5
13×P-4,5
13×P-4,5
6
6
4
4
5
intermediário
(API)-480
(API)-480
(API)-480
5

do mastro calcula-se como uma barra submetida à compressão e flexão e colocada nos apoios elásticos deformáveis. O fuste do mastro é instalado num apoio central. Para os mastros isolados o apoio faz-se de isoladores de porcelana em forma de tonel em que se coloca o apoio equilibrado de aço fundido.

4. Postes das linhas elétricas

Os postes metálicos das linhas elétricas são utilizados sobretudo para as linhas de alta tensão (220—330—500 kV e mais). Deve-se distinguir os postes intermediários, de ancoragem, angulares e terminais. Os postes intermediários (fig. X.38) são destinados basicamente para sustentar os fios esticados. De acordo com o revelo do terreno os postes deste tipo são instalados numa distância de 200—400 metros um do outro quando a tensão na linha é 220—330 kV; quando a tensão nas linhas aumenta, esta distância chega a 400—600 metros. A altura em que são suspensos os fios escolhe-se de forma que a distância desde a superfície da terra até o local em que a flecha é máxima seja no mínimo 6—10 m; para isso a altura dos postes deve

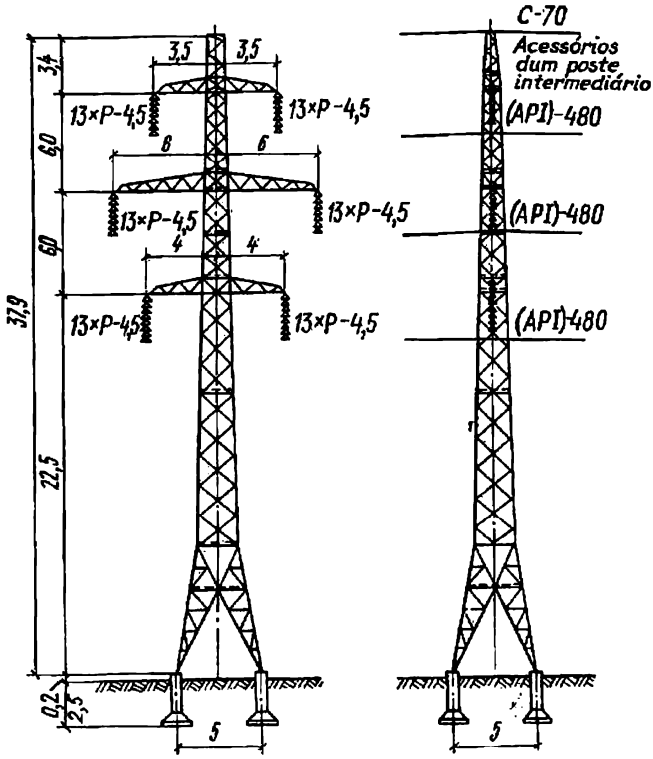


Fig. X.38. Poste intermediário de um só fuste da linha elétrica dupla de 220 kV

variar entre 20 e 40 metros. A massa dos postes intermediários para as linhas de 220—500 kV constitui 4—8 toneladas.

Os postes de ancoragem são instalados entre cada 5—7 postes intermediários. A sua função básica consiste em agüentar totalmente a tensão dos fios no caso do seu rompimento de um só lado. O peso dos postes de ancoragem supera em aproximadamente 50% o peso dos postes intermediários. Os postes angulares são instalados nos locais de alteração da direção da linha. Convém fazer com que os postes de ângulo exerçam também a função dos postes de ancoragem (fig. X.39). O peso dos postes deste tipo supera 2—2,5 vezes o peso dos postes intermediários.

As estruturas dos postes são bastante variadas. Existem os postes de um só fuste (uma só ou de duas linhas elétricas) e os postes de pórtico. Um tipo de poste muito econômico é o poste estaiado.

Os postes das linhas elétricas devem ser instalados freqüentemente nos locais de acesso difícil. Por isso é muito importante que as suas estruturas sejam bastante leves e cômodas para o transporte e montagem. Por isso além do amplo emprego do aço Cr3 nos postes utiliza-se também o aço de liga pobre; futuramente para esta finalidade serão utilizadas também ligas de alumínio.

Um poste de um só fuste faz-se de quatro cantoneiras que se instalam nos cintos e de treliças que formam quatro armações planas. As cargas nominais do poste consistem de forças horizontais e verticais. As cargas verticais compreendem o próprio peso da estrutura, o peso dos fios com cadeias de isoladores, o peso do fio de guarda e do

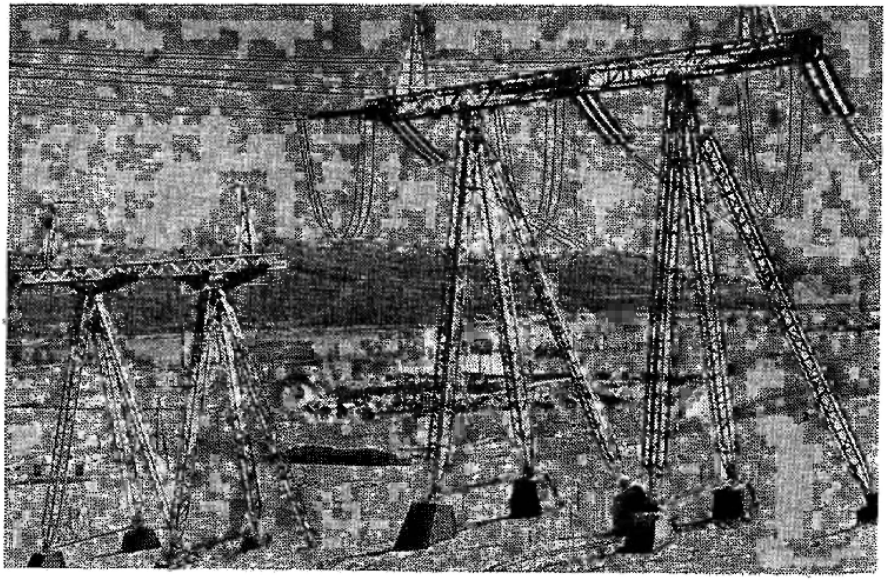


Fig. X.39. Aspecto dos postes de pórtico de uma linha elétrica

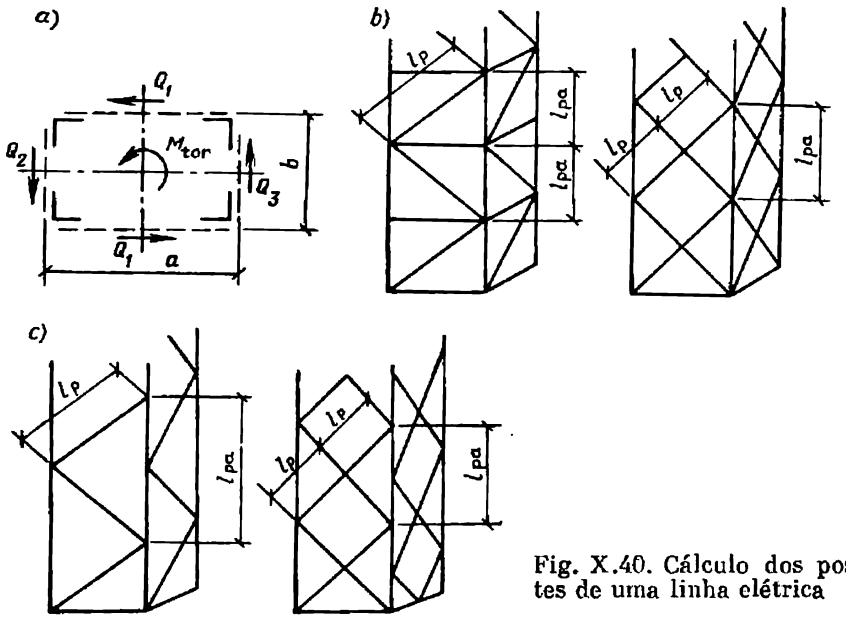


Fig. X.40. Cálculo dos postes de uma linha elétrica

gelo que surge nos fios e no cabo. As cargas horizontais compreendem a carga do vento e o possível rompimento de um só fio (total ou parcial). Diversas combinações de cargas são estabelecidas por normas especiais de projeção das linhas elétricas.

O cálculo às cargas horizontais realiza-se como de uma barra-cantilever, cujo fundamento está encastrado. Neste caso a carga horizontal pode ser transferida para o eixo de simetria da barra acrescentando-se o momento M_{tor} que atua no plano horizontal e provoca a torção do poste. A força horizontal aplicada ao longo do eixo da barra provoca a sua flexão que é agüentada por duas armações planas. Os esforços nos cintos e na treliça destas armações são determinados por métodos habituais. O momento de torção M_{tor} origina forças transversais agüentadas pelas treliças das armações planas.

O momento de torção faz surgir dois pares de forças em cada seção transversal do poste de seção retangular (fig. X.40, *a*)

$$Q_1 b + Q_2 a = M_{tor}. \qquad (X.54)$$

Se o poste de seção transversal retangular fosse uma barra fechada de paredes finas (em forma de um tubo retangular) o momento de torção provocaria tensões tangenciais τ em todo o contorno. Sabe-se que num perfil fechado de parede fina a tensão tangencial multiplicada pela espessura do perfil constitui o esforço tangencial longitudinal $t = \tau\delta$. Este esforço é constante em toda a seção e é igual ao momento de torção dividido pela área limitada pelo contorno fechado e multiplicada por dois:

$$t = \tau\delta = \text{const}; \; t = \frac{M_{tor}}{2ab}. \qquad (X.55)$$

Pode-se considerar que a força transversal totaliza o fluxo das tensões tangenciais em cada face do retângulo e portanto:

$$Q_1 = ta = \frac{M_{tor}}{2b}; \; Q_2 = tb = \frac{M_{tor}}{2a}. \qquad (X.56)$$

A estes esforços transversais devem ser acrescentadas as forças transversais originadas pela flexão do poste. Determinadas as forças transversais, pode-se calcular facilmente os esforços nos elementos da treliça (ver o capítulo VIII).

A treliça das faces do poste pode ser triangular, triangular com as escoras ou cruzada sem as escoras (exceto as treliças extremas que garantem a invariabilidade da estrutura). Os pontes de interseção das diagonais das faces adjacentes podem coincidir (fig. X.40, *b*) ou podem ser deslocados em metade do painel (disposição em forma de espinhos do abeto, fig. X.40, *c*). O esquema da treliça exerce influência sobre a determinação do comprimento nominal do cinto composto de uma só cantoneira.

Para os postes com os nós da treliça que coincidem nas faces adjacentes (fig. X.40, *b*) o comprimento nominal do cinto adota-se, no processo de determinação da sua flexibilidade, igual ao comprimento do painel l_p. Neste caso o raio de inércia da cantoneira adota-se mínimo (relativamente ao eixo inclinado em relação aos banzos da cantoneira).

Para os postes com os nós que não coincidem nas faces adjacentes (fig. X.40, *c*), o comprimento nominal do cinto adota-se igual ao comprimento do painel l_p multiplicado pelo coeficiente μ_p, isto é, $l = \mu_p l_p$.

O coeficiente μ_p determina-se pelas RNCC.II-B.3-72 de acordo com a relação das rigidezes longitudinais do cinto e da diagonal e encontra-se dentro dos limites $\mu_p = 1 \ldots 1{,}13$. As diagonais são soldadas aos cintos diretamente ou por meio das chapas de reforço. Todas as juntas de montagem podem ser executadas por meio de parafusos brutos, sendo também possível a ligação com um só parafuso. O tipo da junta leva-se em consideração pelo respectivo coeficiente das condições de trabalho e pelos coeficientes de redução dos comprimentos nominais das diagonais (RNCC.II-B.3-72).

CAPÍTULO XI

ESTRUTURAS DE CHAPAS (INVÓLUCROS DE AÇO)

§ 52. NOÇÕES GERAIS

Chamamos de estruturas de chapas às estruturas em que as chapas de aço constituem a parte básica da construção formando invólucros. As estruturas deste tipo são destinadas para conservar os gases, líquidos e substâncias secas ou para a sua transformação. Por isso distinguem-se os seguintes tipos de estruturas de chapas:

1) gasômetros—destinados para a conservação e distribuição de gases;

2) reservatórios para acumular água, derivados de petróleo e outros líquidos;

3) tremonhas para a conservação de substâncias secas (minério, carvão, cimento, etc.);

4) estruturas especiais utilizadas nas indústrias metalúrgica, química e outras (altos fornos, aquecedores do ar (cowpers), autoclaves, diversos aparelhos químicos de grandes dimensões, etc.);

5) tubos e encanamentos de grandes diâmetros utilizados nas empresas metalúrgicas, químicas e outras, nas usinas elétricas, assim como na qualidade de oleodutos e gasodutos básicos, etc.

Os invólucros de aço agüentam diversas cargas sendo utilizados ao mesmo tempo graças à alta densidade do aço e à sua impermeabilidade aos líquidos e gáses na qualidade de instalações tecnológicas. Por isso, as funções (juntas) das chapas nos invólucros devem ser não somente resistentes, mas também bem herméticas.

A maioria das estruturas de chapas são invólucros de revolução (cilíndricos, esféricos, cônicos, etc.), isto é, têm a forma mais adequada para suportar a influência dos corpos líquidos e gaseiformes.

As dimensões dos invólucros superam freqüentemente os gabaritos de passagem livre nas estradas de ferro e por isso as empresas limitam-se a produzir peças semi-acabadas (isto é, chapas, peças, etc.); os demais trabalhos são executados directamente no local de montagem,

e que aumenta o volume do trabalho geral necessário para a fabricação e montagem das estruturas de chapas. Além disso as chapas devem ser laminadas pelas superfícies esféricas e outras superfícies que têm a curvatura em dois sentidos, o que provoca dificuldades no processo de produção aumentando o preço de custo de fabricação destas estruturas. Uma particularidade característica das estruturas de chapas que são executadas quase exclusivamente por meio da solda é o grande comprimento das juntas (costuras), o que se deve à largura relativamente pequena das chapas utilizadas (1400—1500 mm). Isto está relacionado por sua vez ao grande trabalho de preparação das bordas das chapas para a soldagem.

Atualmente existe um método de fabricação e de construção de grandes reservatórios, que eleva consideravelmente o nível de industrialização e de mecanização da construção mediante a transferência da maior parte dos trabalhos para a empresa; este método chama-se método de enrolamento (fig. XI.14). A essência deste método é seguinte: as paredes e o fundo do reservatório são soldados na empresa com dispositivos de solda automáticos em grandes chapas, transformadas depois em rolos com o diâmetro de 2,5—3 metros que podem ser transportados pela estrada de ferro. No local de obra estes rolos são desdobrados e instalados no seu respectivo lugar, portanto o trabalho reduz-se à soldagem das juntas de montagem.

§ 53. TEORIA DE CÁLCULO DE INVÓLUCROS DE REVOLUÇÃO FINOS

A superfície dos invólucros de revolução tem um eixo de simetria e dois raios de curvatura perpendiculares à superfície: R_1, raio paralelo ao meridiano que forma a curva de rotação e R_2, raio de rotação anular que nasce no eixo de simetria (fig. XI.1, *a*). Os ângulos φ (latitude) e α (longitude) caracterizam respectivamente a situação dos raios.

A superfície esférica carateriza-se pela relação $R_1 = R_2$; o cilindro, pelas relações $R_1 = \infty$, $R_2 = r$ e $\varphi = \pi/2$; o cone, pelas relações $R_1 = \infty$, $R_2 \operatorname{sen} \varphi = r$ e $\varphi = \text{const}$ (um ângulo constante).

Analisemos um elemento recortado do invólucro (e afastado das suas bordas) com a espessura δ e lados dS_1 e dS_2 (fig. XI.1, *b*), cuja área é solicitada por uma carga uniformemente distribuída de intensidade p. Sabe-se que nos invólucros finos que se caracterizam pela relação pequena da espessura do invólucro ao seu raio ($\delta/R < 1/30$), as condições de equilíbrio podem ser observadas se existem somente as forças axiais, isto é, forças orientadas ao longo do meridiano T_1 e forças anulares T_2, orientadas pela tangente em relação à superfície central do invólucro. Estas forças constituem as resultantes das tensões normais aplicadas aos lados do elemento:

$$T_1 = \sigma_1 \, dS_2 \delta \text{ e } T_2 = \sigma_2 dS_1 \delta.$$

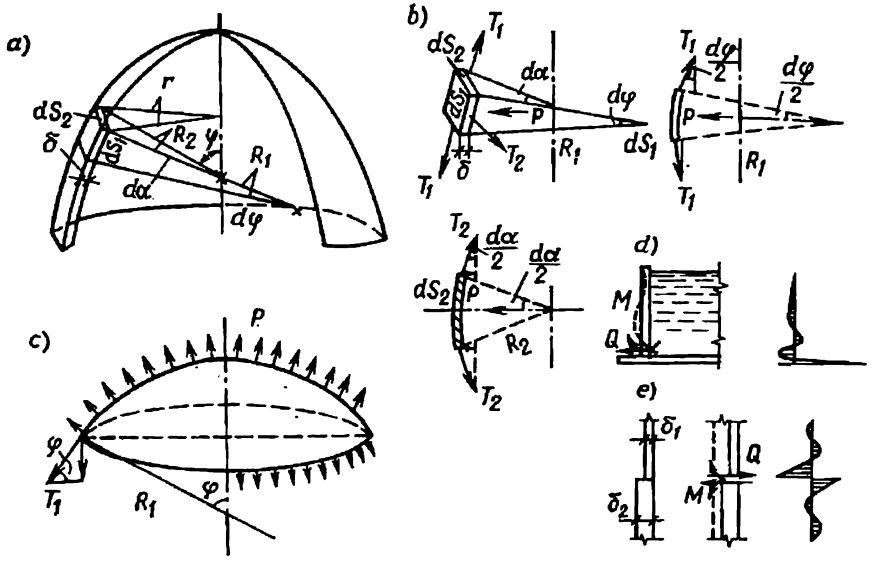


Fig. XI.1. Cálculo dos invólucros

Tomemos a soma das projeções de todas as forças sobre a direção do raio de curvatura. De acordo com a condição de equilíbrio esta soma deve ser igual a zero (fig. XI.1, *b*):

$$2T_1 \operatorname{sen} \frac{d\varphi}{2} + 2T_2 \operatorname{sen} \frac{d\alpha}{2} - p\, dF = 0.$$

Uma vez que quando os ângulos são pequenos

$$\operatorname{sen} \frac{d\varphi}{2} = \frac{d\varphi}{2}; \quad \operatorname{sen} \frac{d\alpha}{2} = \frac{d\alpha}{2};$$

$$d\varphi = \frac{dS_1}{R_1};$$

$$d\alpha = \frac{dS_2}{R_2} \quad \text{e} \quad dF = dS_1 dS_2,$$

dividindo ambos os membros da equação obtida por $dS_1\, dS_2$, obtemos

$$\frac{T_1}{R_1 dS_2} + \frac{T_2}{R_2 dS_1} = p.$$

Expressando T_1 e T_2 através das tensões obtemos a equação básica dos invólucros finos flexíveis

$$\sigma_1/R_1 + \sigma_2/R_2 = p/\delta, \tag{XI.1}$$

onde σ_1 é a tensão ao longo da geratriz (meridiano);
σ_2, tensão anular.

Para o invólucro cilíndrico em que $R_1 = \infty$, obtemos as tensões anulares

$$\sigma_2 = \frac{pR_2}{\delta}. \tag{XI.2}$$

No caso de invólucro esférico cujo raio é igual em todos os sentidos ($R_1 = R_2 = R$) as condições de trabalho de cada elemento também são iguais em todos os sentidos e portanto,

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{pR}{2\delta}. \qquad \text{(XI.3)}$$

Portanto, um invólucro esférico que tem raio igual em todos os sentidos sofre uma tensão duas vezes menor do que o invólucro cilíndrico.

A equação geral (XI.1) contém duas incógnitas σ_1 e σ_2, por isso para resolver o problema é preciso ter mais uma equação. Esta última pode ser obtida se for analisada a seção do invólucro ao longo do círculo paralelo e a soma das projeções de todas as forças sobre o eixo de simetria for igualada a zero (fig. XI.1, *c*):

$$\frac{T_1}{dS_2} \operatorname{sen} \varphi 2\pi r - p\pi r^2 = 0.$$

Uma vez que $R_2 \operatorname{sen} \varphi = r$ (fig. XI.1, *a*) e $T_1 = \sigma_1 \, dS_2 \, \delta$, então

$$\sigma_1 = \frac{pR_2}{2\delta}. \qquad \text{(XI.4)}$$

Introduzindo a igualdade (XI.4) na equação (XI.1) estabelecemos a relação entre a tensão anular e a tensão ao longo do meridiano

$$\sigma_2 = \sigma_1 (2 - R_2/R_1). \qquad \text{(XI.5)}$$

A verificação geral da resistência das estruturas de chapa (invólucros de revolução) realiza-se pela fórmula

$$\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2} \leqslant Rm.$$

Neste caso devem ser observadas as condições

$$\sigma_1 \leqslant Rm \text{ e } \sigma_2 \leqslant Rm,$$

onde σ_1 e σ_2 são as tensões normais básicas.

Estas equações dos invólucros finos deduzidas das condições de equilíbrio em que atuam somente as forças axiais (isto é, esforços orientados ao longo do meridiano e anulares), pressupõem que o invólucro é perfeitamente flexível, isto é, que a sua rigidez à flexão e à torção é igual a zero. Neste invólucro sem momentos as tensões estão distribuídas uniformemente pela sua seção. Estas premissas do trabalho dos invólucros são justas para os seus setores situados longe dos locais de fixação dos apoios ou dos locais de inflexão, isto é, longe dos locais em que o centro do raio da curvatura R_1 ou a espessura do invólucro mudam aos saltos, isto é, mudam as condições para o surgimento de deformações axiais. Nestes locais surgem as forças de empuxo e os momentos de flexão de bordo que provocam a flexão do invólucro devido ao constrangimento das deformações nas condições de uma seção contínua (fig. XI.1, *d* e *e*). Os momentos

de flexão abrangem uma zona relativamente estreita do invólucro extinguindo-se rapidamente (efeito de bordo) porquanto as deformações do invólucro devem vencer a resistência elástica das partes vizinhas (da mesma forma que numa viga instalada num apoio elástico). A determinação destes momentos e das forças transversais na base da condição de continuidade das seções dos invólucros conjugados é um problema do segundo grau de indeterminabilidade estática[1].

Quanto mais brusca é a violação da superfície plana do invólucro, tanto maiores são os momentos de flexão adicionais e as forças transversais. Por isso no processo de projeção deve-se evitar inflexões bruscas nos locais de conjugação dos invólucros ou reforçar as conjugações, aumentando a espessura da chapa no local de inflexão ou instalando uma arruela distanciadora.

Se os invólucros cilíndricos e esféricos são submetidos à compressão multilateral (no vácuo, por exemplo), deve ser verificada a estabilidade do invólucro. A essência desta verificação consiste em que as tensões nominais no invólucro (levando-se em consideração o coeficiente de sobrecarga) não ultrapassem as tensões críticas multiplicadas pelo coeficiente das condições de trabalho:

$$\sigma \leqslant \sigma_{cr} m. \qquad \text{(XI.6)}$$

A tensão crítica num invólucro esférico submetido à pressão externa p, orientada perpendicularmente à sua superfície e uniformemente distribuída, determina-se pela fórmula (para os invólucros de aço 3, quando $r/\delta \leqslant 750$)

$$\sigma_{cr} = 0{,}1 \frac{E\delta}{r}. \qquad \text{(XI.7)}$$

Em conformidade com as RNCC.II-B.3-72 a estabilidade de um invólucro cilíndrico submetido à compressão uniforme (pelo círculo) paralelamente às geratrizes verifica-se pela fórmula (XI.6), onde σ é a tensão nominal; σ_{cr}, a tensão critica que se adota igual ao menor dos valores

$$\sigma_{cr} = \psi^* R \qquad \text{(XI.8)}$$

ou

$$\sigma_{cr} = c \frac{E\delta}{r}, \qquad \text{(XI.9)}$$

onde R é a resistência nominal; r, raio da superfície média do invólucro; δ, espessura do invólucro; E, módulo normal de elasticidade do aço. Os coeficientes ψ^* e c são adotados pela tabela XI.1.

No caso de compressão excêntrica de um invólucro cilíndrico paralelamente às suas geratrizes ou no caso da flexão pura, as tensões críticas dadas pelas fórmulas (XI.8) aumentam em $1 + 0{,}1\ (1 - \sigma_1'/\sigma)$

[1] V. V. Novojílov. Teoria de invólucros finos. M., Sudpromguiz, 1962; E. N. Lessig, A. F. Lileev, A. G. Sokolov. Estruturas de chapas de aço. M., Stroiizdat, 1970.

Tabela XI.1

Coeficientes ψ^* e c

Tipo do aço	r/δ										
	25	50	100	200	300	400	600	800	1000	1500	2500
	Coeficientes ψ^*										
C38/23	0,944	0,902	0,835	0,72	0,616	0,515					
C44/29 e C46/33	0,937	0,892	0,812	0,665	0,528						
C52/40	0,93	0,883	0,789	0,61	0,44						
C60/45	0,927	0,876	0,775	0,578	—						
	Coeficientes c										
Idependentemente do tipo	—	0,3	0,22	0,18	0,16	0,14	0,11	0,09	0,08	0,07	0,06

vezes, onde σ_1' é a tensão mínima junto da extremidade oposta do diâmetro (a tensão de tração é considerada negativa).

As barras tubulares são calculadas como comprimidas ou como submetidas simultaneamente à compressão e flexão, sendo a sua flexibilidade $\bar{\lambda} = \lambda\sqrt{R/E} \geqslant 0{,}65$ e a relação r/δ não superior aos valores indicados na tabela XI.2.

A verificação da estabilidade das paredes do tubo pode ser dispen-

Tabela XI.2

Relação máxima admissível de r/δ

Tipo do aço	C38/23	C44/29, C46/33	C52/40	C60/45	C70/60
$r/\delta \leqslant$	100	85	75	70	65

sada se os valores r/δ não ultrapassam os valores indicados para os aços dos tipos C38/23—50, C46/33—45 e C52/40—40.

Para um invólucro cilíndrico submetido à pressão externa uniforme p (nas condições de vácuo) as tensões críticas são determinadas da seguinte forma:

$$\left.\begin{array}{l} \text{quando } 0{,}5 \leqslant l/r \leqslant 10, \text{ pela fórmula} \\ \qquad \sigma_{2cr} = 0{,}55\, E\, (r/l)\, (\delta/r)^{3/1}; \\ \text{quando } l/r \geqslant 20, \text{ pela fórmula} \\ \qquad \sigma_{2cr} = 0{,}17\, E\, (\delta/r)^2. \end{array}\right\} \qquad \text{(XI.10)}$$

Neste caso l é o comprimento do invólucro cilíndrico entre os anéis de suporte ou anéis de reforço.

§ 54. GASÔMETROS

Os gasômetros são utilizados como depósitos de gás e para regular a pressão do gás durante o seu consumo.

Os gasômetros dividem-se em dois grupos quanto à pressão interna e sua estrutura: gasômetros de volume constante, que trabalham quando a pressão do gás é bastante alta, de 0,2 a 2 MPa; gasômetros de volume variável, secos e húmidos que trabalham com a pressão baixa, não superior a 0,005 MPa.

Gasômetros de volume constante (de alta pressão). Poderosas estações de gasômetros são compostas normalmente de várias dezenas ou centenas de gasômetros de volume constante. O volume de um gasômetro pode ser adotado em amplos limites (de 100 a 5000 m^3). Os gasômetros de volume constante podem ter a forma esférica ou cilíndrica. A quantidade do metal necessária para a construção de um gasômetro esférico é aproximadamente 20% inferior à despesa necessária para a construção de um gasômetro cilíndrico. No entanto, os gasômetros esféricos são menos usados, pois não correspondem aos gabaritos ferroviários; além disso a fabricação de chapas de dupla curvatura é bastante difícil (fig. XI.2).

Os gasômetros cilíndricos, quanto às suas dimensões, podem corresponder aos gabaritos ferroviários ou não. O custo da exploração de uma estação de gás diminui com o aumento do volume dos gasômetros e diminuição do seu número. Por isso os mais racionais são os gasômetros cilíndricos com dois apoios de grande diâmetro e dimensões que superam os gabaritos ferroviários. Porém neste caso a maior parte de trabalhos de fabricação dos gasômetros deve ser executada no local de construção, o que aumenta o custo do gasômetro.

Os gasômetros cujas dimensões correspondem aos gabaritos ferroviários e que podem ser transportados pela estrada de ferro depois de totalmente fabricados (fig. XI.3) têm o diâmetro igual a 3,25 metros. Isto permite fabricá-los na íntegra nas empresas utilizando o método de soldagem automática.

A estrutura de um gasômetro cilíndrico compreende o corpo cilíndrico e duas semi-esferas. As semi-esferas são soldadas à parte cilíndrica a tope e têm por isso a tangente comum no local de conjugação. No entanto, devido à diferença das espessuras dos invólucros cilíndrico e esférico no local de conjugação desenvolvem-se tensões adicionais devidas ao efeito de bordo, por isso a soldagem deve ser de alta qualidade, sendo obrigatória também a soldagem do lado inverso. Se as semi-esferas são ligadas ao cilindro por uma junta sobreposta a sobreposição das chapas deve ter o comprimento igual aproximadamente a 5—6 δ.

As chapas da parte cilíndrica do gasômetro são soldadas a tope ou por meio da junta sobreposta. A junta do primeiro tipo é melhor e mais econômica. Os gasômetros verticais são instalados nos apoios. Nos apoios dos gasômetros horizontais instala-se o anel de suporte externo ou o triângulo interno de rigidez.

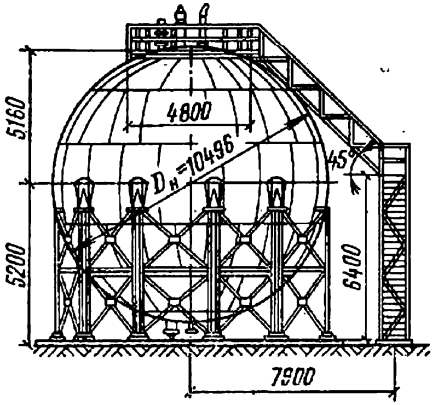


Fig. XI.2. Gasômetro esférico que excede as dimensões normais

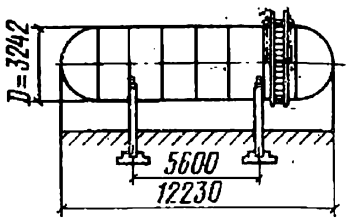


Fig. XI.3. Gasômetro cuja dimensão corresponde aos gabaritos ferroviários

Para aumentar a rigidez do invólucro no sentido anular (no caso de influência dos esforços anulares) às vezes instalam-se nervuras de rigidez; neste caso deve ser verificada a estabilidade do anel cuja seção F compreende a céntoneira instalada para aumentar a rigidez e a parte da parede no corpo igual ao passo dos anais. A tensão crítica para um anel deste tipo determina-se pela fórmula

$$\sigma_{cr} = \frac{3EJ_a}{Fr^2}, \qquad (XI.11)$$

onde J_a é o momento de inércia geral da parte do invólucro e da cantoneira (nervura de rigidez).

Normalmente a cada virola corresponde uma nervura de reforço (virola é anel cuja largura é igual à largura de uma chapa, isto é, aproximadamente 1500 mm).

Gasômetros de volume variável (de baixa pressão) dividem-se quanto à sua estrutura em dois grupos: úmidos e secos. Os gasômetros úmidos têm na maioria das vezes uma forma telescópica. A parte superior deste gasômetro, a chamada «campânula» pode subir, devido à pressão do gás, arrastando os elos anulares intermediários, os chamados telescópios (fig. XI.4, *a*). Num gasômetro podem existir vários telescópios.

Na parte inferior de um gasômetro úmido, no reservatório, está a água. O gás é conduzido de baixo e enche todo o gasômetro. À medida que sobem a campânula e os telescópios a água penetra nos seus bolsos-calhas, transformando-se em uma espécie de fecho hidráulico que impede a fuga do gás (fig. XI.4, *b*). A fim de tornar suave o movimento da campânula e do telescópio e evitar descentragem, em torno do gasômetro são instaladas corrediças verticais, isto é, montantes com a seção em T duplo que ligados por meio de peças em cruz, formando uma estrutura espacial rígida (fig. XI.5). Por estes montantes deslocam-se os rolos ligados por meio de consolas às partes move-

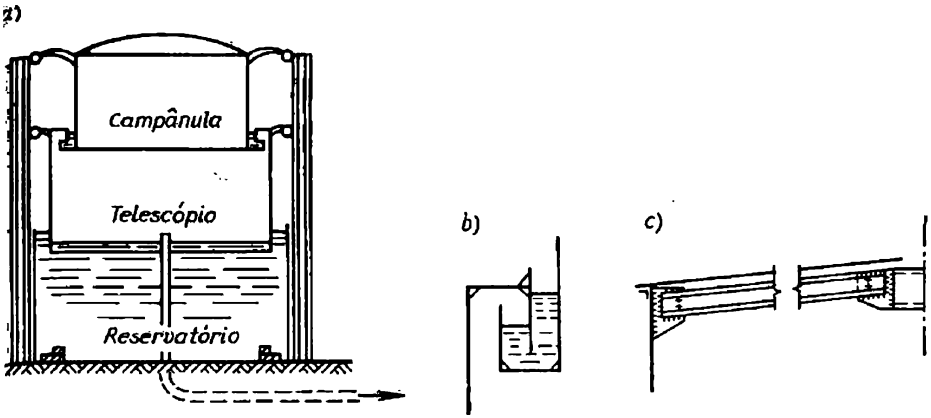


Fig. XI.4. Esquema do gasômetro úmido

diças do gasômetro. O reservatório é calculado para resistir à pressão de água, por isso a espessura das suas paredes é um pouco maior do que a espessura das paredes dos telescópios. A espessura mínima da campânula adota-se igual a 2,5—3 mm. A parte superior da campânula faz-se de chapas colocadas nos caibros inclinados (os caibros são feitos de ferros em U, fig. XI.4, *c*). No centro os caibros são ligados ao anel com a seção em U. Os caibros são ligados por cantoneiras anulares e por uma treliça situadas no mesmo plano (para que seja mais cômodo colocar as chapas). Os gasômetros úmidos têm o volume de 100—30 000 m^3 e mais.

Nos gasômetros com guias helicoidais na superfície exterior dos telescópios móveis e da campânula instala-se um trilho que tem a

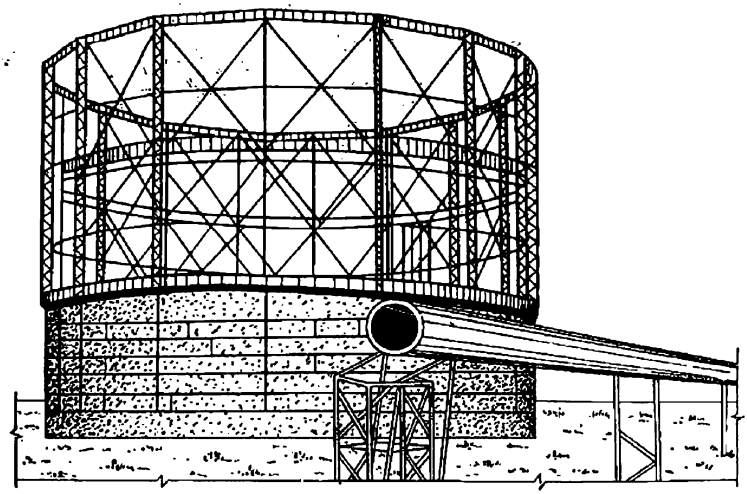


Fig. XI.5. Gasômetro úmido com guias verticais

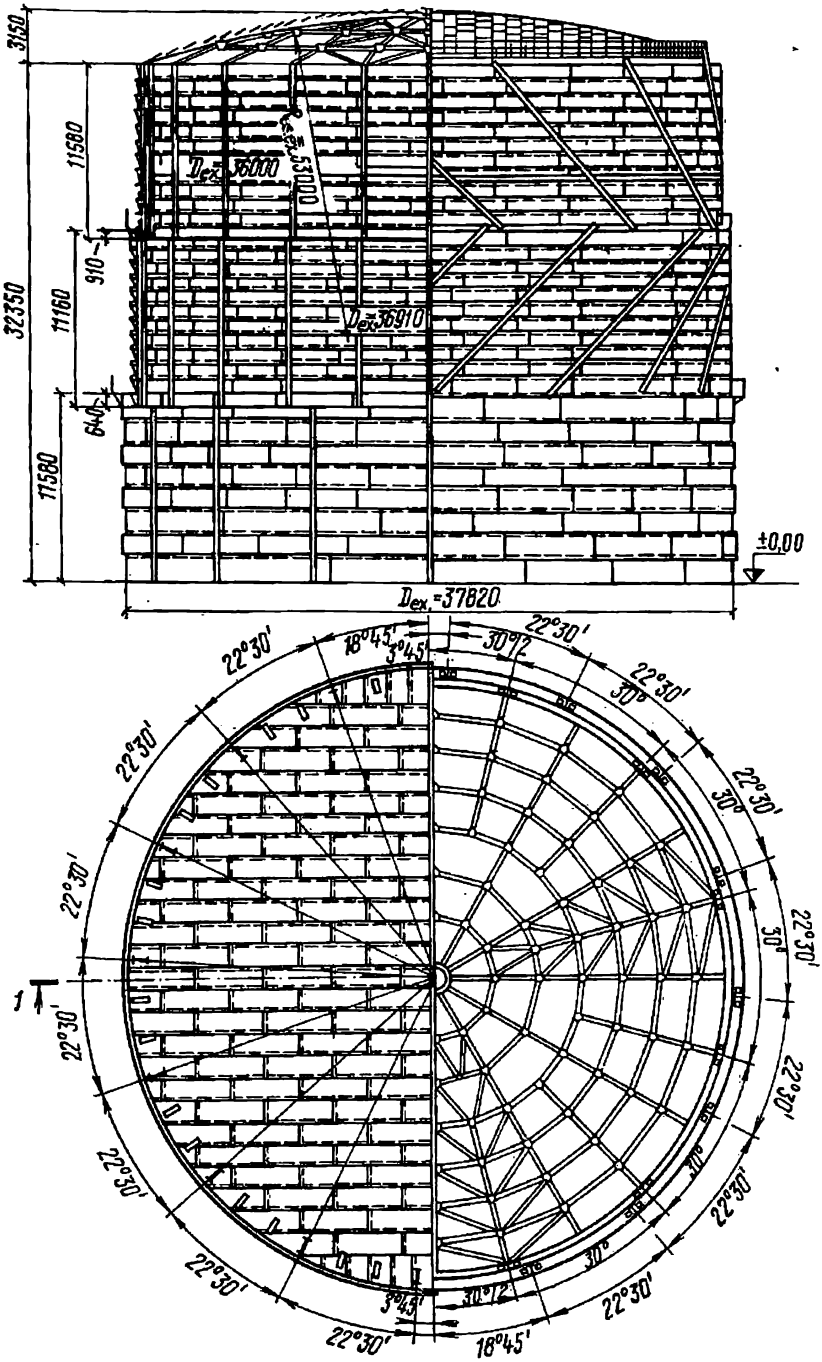


Fig. XI.6. Gasômetro úmido com guias helicoidais

forma helicoidal com o ângulo de inclinação de 45°; os rolos (de dois rebordos) estão fixados no anel superior do reservatório e na extremidade superior de cada telescópio. Nos gasômetros deste tipo não existe a ossatura espacial especial (fig. XI.6), por isso o seu peso é 10—15% inferior ao peso dos gasômetros dos outros tipos.

Um gasômetro seco é um casco imóvel com o fundo e cobertura. dentro do qual desloca-se um êmbolo-arruela (fig. XI.7). O volume dos gasômetros secos varia de 10 000 a 100 000 m³. Se a entrada do gás encontra-se na parte inferior do gasômetro, o gás depois de conseguir um determinado nível de pressão faz subir o êmbolo vencendo o seu peso; à medida que o gás se despende o êmbolo desce deslocando com seu peso og ás.

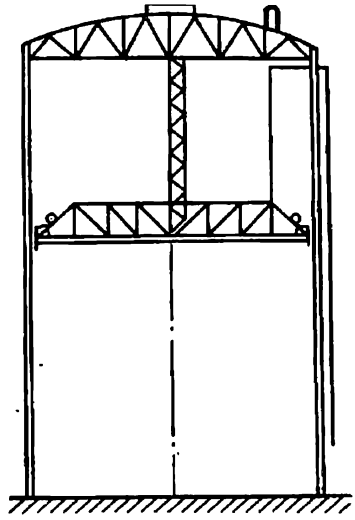


Fig. XI.7. Esquema do gasômetro seco

Para aumentar a segurança de serviço o êmbolo móvel pode ser substituído por uma peça de tecido recauchutado.

§ 55. RESERVATÓRIOS

Os reservatórios cilíndricos verticais, com o fundo chato, instalados numa almofada de areia são amplamente utilizados para o armazenamento de derivados de petróleo.

No processo de conservação de derivados de petróleo verifica-se a sua evaporação (e em conseqüência disso a acumulação de gases sob o telhado); a quantidade de gases acumulados desta forma varia com as variações da temperatura (os chamados «respiros pequenos») e no processo de colocação e de retirada do líquido («grandes respiros») o que provoca importantes perdas. A fim de diminuir as perdas dos derivados de petróleo são utilizados os reservatórios de diversos tipos.

Para armazenar os derivados de petróleo leves cujos vapores são de baixa tensão (isto é, querosene, gasolina, óleo Diesel, etc.) e os derivados de petróleo transformados pesados e os óleos são utilizados reservatórios de baixa pressão com a pressão interna até 0,2 N/cm²; os reservatórios deste tipo admitem o vácuo de 0,025 N/cm² (fig. XI.8).

Para armazenar os derivados de petróleo com os vapores de tensão alta (benzinas de petróleo de diversos tipos, petróleo, etc.) devem ser utilizados reservatórios cilíndricos com a pressão elevada (2—3 N/cm²), assim como reservatórios com pontões ou com telhados flutuantes.

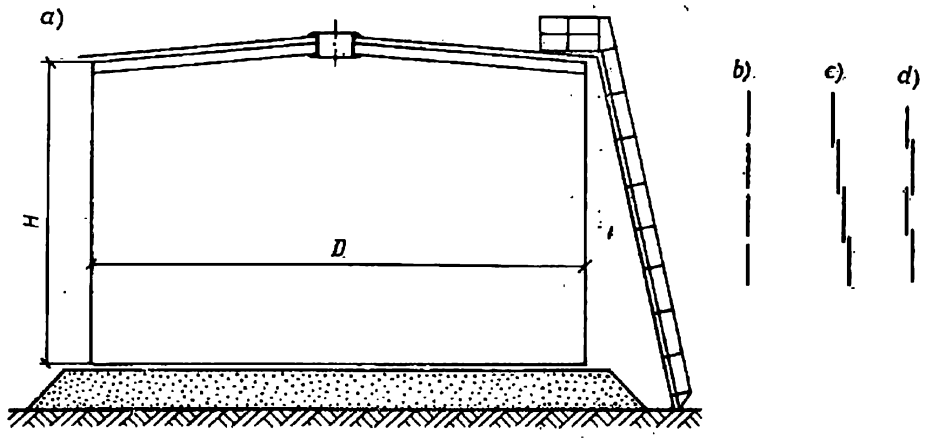


Fig. XI.8. Esquema do reservatório instalado sobre a terra

Podem ser utilizados também os reservatórios de baixa pressão, porém neste caso vários reservatórios devem ser ligados no mesmo sistema de nivelação de gás com um coletor de gás.

Na qualidade de reservatórios de baixa pressão[1] recomenda-se utilizar os reservatórios com o telhado composto de pranchas e com a capacidade de 100—5000 m³. Existem reservatórios com a capacidade de 10, 15 e 20 mil m³; a sua cobertura é esférica.

Os elementos básicos dos reservatórios de baixa pressão são o fundo, a parede (o corpo) e o telhado (cobertura). O fundo que jaz num fundamento de areia sofre apenas a compressão causada pela pressão do líquido. Por razões técnicas a sua espessura adota-se: $\delta = 4$ mm quando o diâmetro do reservatório é $D < 18$ m; $\delta = 5$ mm quando $D = 18 \ldots 25$ m e $\delta = 6$ mm quando $D > 25$ m. As chapas extremas do fundo têm a espessura maior. A espessura das paredes do reservatório determina-se por meio do cálculo, a partir do mínimo igual a 4—5 mm. A disposição das chapas pela altura do reservatório pode ser a tope (fig. XI.8, *b*), telescópica (fig. XI.8, *c*) e escalonada (fig. XI.8, *d*). Para as chapas com a espessura maior de 6 mm a junta mais racional é a tope. Este método de disposição das chapas permite em primeiro lugar economizar o metal e em segundo lugar, utilizar o método industrial de construção de reservatórios, o enrolamento.

A cobertura do reservatório faz-se em forma de pranchas compostas de pequenas chapas ($\delta = 2{,}5 \ldots 3$ mm), colocadas sobre a ossatura (fig. XI.9). As pranchas apoiam-se no montante central e no corpo do reservatório ou formam um telhado cónico em que existe o empuxo; o telhado deste tipo tem um anel na parte central. De um modo geral é preferível utilizar os telhados deste tipo. A aplica-

[1] M. K. Safarian, O. M. Ivantsov. Projeção e construção de reservatórios de aço. M., Gostoptekhizdat, 1961, pág. 327; Construção de reservatórios de gás e de depósitos de petróleo. M., «Nedra», 1973, pág. 365. Autores: T. T. Stulov, M. K. Safarian, B. A. Afanáciev, B. V. Popovski, O. M. Ivantsov.

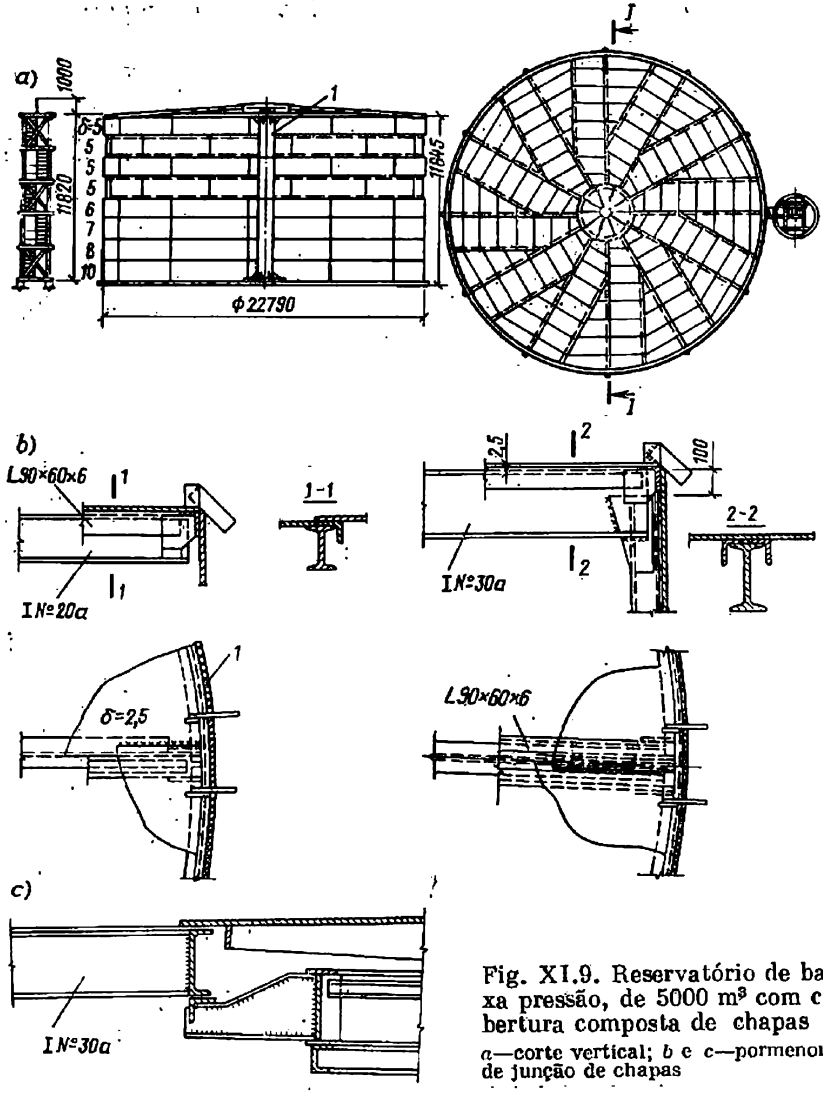


Fig. XI.9. Reservatório de baixa pressão, de 5000 m³ com cobertura composta de chapas
a—corte vertical; *b* e *c*—pormenores de junção de chapas

ção de pranchas de fabrico industrial simplifica consideravelmente a montagem do telhado. São bastante racionais as pranchas esféricas com nervuras feitas de ferros em T duplo e cantoneiras, e de pranchas anulares feitas de ferros em U N° 10 ou 14. Pelo contorno instala-se um anel rígido.

Na projeção dos telhados dos reservatórios adotam-se como nominais duas combinações de cargas: a) cargas orientadas para dentro do reservatório, isto é, o peso da neve, o próprio peso do reservatório e o vácuo, que pode se formar em conseqüência da refrigeração rápida dos vapores; o vácuo adota-se igual a 0,025 N/cm²; b) carga orientada

para fora, isto é, pressão do vapor do líquido que se evapora (pressão excessiva), adotada igual a 0,2 N/cm².

A pressão excessiva pode surgir no reservatório no processo do seu enchimento com os derivados do petróleo ou devido à evaporação, quando a quantidade do líquido é pequena. Neste caso pode acontecer que a grande pressão aplicada ao telhado e orientada para cima resulte não equilibrada pelo próprio peso não somente do telhado, mas também do corpo. Para eliminar as forças negativas o pilar central, quando ele é feito de um tubo, deve ser cheio de concreto ou de areia; se o pilar é treliçado, a sua base deve ser concretada. A parede do reservatório deve ser ancorada nas chapas de concreto armado dispostas na terra em forma de um anel.

O académico V. G. Chúkhov executou um importante trabalho a fim de determinar as correlações mais vantajosas das dimensões gerais—altura H e diâmetro D, sendo dado de antemão o volume do reservatório. Ele estabeleceu duas regras: 1) o reservatório com a espessura variável da parede tem a massa mínima se o volume do aço no fundo e na cobertura é igual ao volume do aço na parede; 2) um reservatório com a espessura constante da parede tem a massa mínima quando o volume do aço no fundo e na cobertura é duas vezes inferior ao volume do aço na parede.

Estas regras permitem projetar os reservatórios de forma ótima que corresponde às relações: $H/D = 1/1 \ldots 1/4$ para os volumes de 100 a 600 m³; $H/D = 1/2 \ldots 1/5$ para os volumes até 10 000 m³.

A altura do reservatório é adotada múltipla da largura das chapas (1400 ou 1500 mm). Quando o desvio da altura ótima não supera 20%, a massa aumenta apenas em 2%; por isso é racional a altura múltipla da largura da chapa. A altura máxima dos grandes reservatórios (até 10 000 m³), mais conveniente sob o ponto de vista de despesa do metal, é cerca de 12 metros (8 cintos) independentemente do aumento ulterior do seu diâmetro.

Na fig. XI.9, *a* está mostrada a estrutura de um reservatório típico com o volume de 5000 m³.

A despesa do aço para os reservatórios de baixa pressão com telhado de pranchas carateriza-se pelos seguintes números:

Capacidade, m³	200	400	700	1000	2000	3000 e 5000
Despesa do aço em kg por 1 m³ do volume	38	33	25	24	21	20

A parede do reservatório calcula-se como invólucro cilíndrico submetido à tração causada pela pressão hidrostática e excessiva. A pressão nominal sobre a parede à profundidade x a partir da superfície do líquido (fig. XI.10, *a*) vem a ser

$$p_x = \gamma x n_1 + p_2 n_2,$$

onde γ é o peso específico do líquido; $n_1 = 1{,}1$ é o coeficiente de sobrecarga da pressão hidrostática do líquido; $n_2 = 1{,}2$, coeficiente de sobrecarga da pressão excessiva de gases p_2.

A tensão na parede é

$$\sigma_2 = \frac{pxr}{\delta} = \frac{(\gamma x n_1 + p_2 n_2) r}{\delta}. \qquad \text{(XI.12)}$$

A espessura mínima da parede determina-se de forma a levar em consideração o seu trabalho na junta vertical (nominal) pela fórmula

$$\delta = \frac{(\gamma x n_1 + p_2 n_2) r}{mR\varphi_{res}}, \qquad \text{(XI.13)}$$

onde φ_{res}, coeficiente de resistência da junta igual à relação da resistência nominal de uma junta soldada à resistência nominal do metal básico; m, coeficiente das condições de trabalho adotado igual a 0,8 para o corpo dos reservatórios.

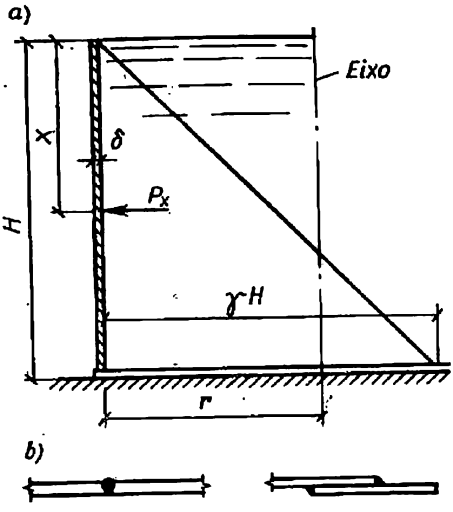


Fig. XI.10. Cálculo da parede de reservatório

A espessura mínima da parede adota-se igual a $\delta = 5$ mm. As juntas das paredes do reservatório (tanto verticais, como horizontais) podem ser executadas a tope ou sobrepostas (fig. XI.10, *b*).

O fundo plano de um reservatório instalado sobre a terra faz-se de chapas soldadas em cintas; as juntas entre estas cintas podem ser a tope ou sobrepostas (fig. XI.11, *a*).

A junta entre a parede e o fundo é bem justa (fig. XI.11, *b*), por isso a superfície junto da extremidade do fundo em todo o seu perímetro deve ser bem lisa. Para isso os setores das juntas sobrepostas entre as chapas extremas do fundo devem ser cortados em 250—300 mm e as bordas das chapas extremas superiores devem ser batidas até coincidir com as bordas das chapas extremas inferiores; em baixo coloca-se uma sapata (fig. XI.11, *a*, nó *A*); deve-se cuidar de que haja uma folga de 4 mm, indispensável para o encolhimento da junta soldada. Estes locais devem ser verificados depois da soldagem de uma forma especialmente cuidadosa.

Na chapa inferior da parede do reservatório, à distância $x = \frac{\pi s}{4}$ a partir do fundo, surge o momento de bordo (fig. XI.12)

$$M_1 = 0{,}1\, H\gamma r\delta,$$

onde $s = 0{,}78\sqrt{r\delta}$ é a caraterística do invólucro; r e δ, o raio e a espessura do invólucro.

Este momento de bordo determina-se na base da suposição de que o fundo é flexível, isto é, o encastramento da parede não se leva em consideração. A tensão verifica-se pela fórmula

$$\sigma = T_1/\delta + 6M_1/\delta^2 \leqslant Rm.$$

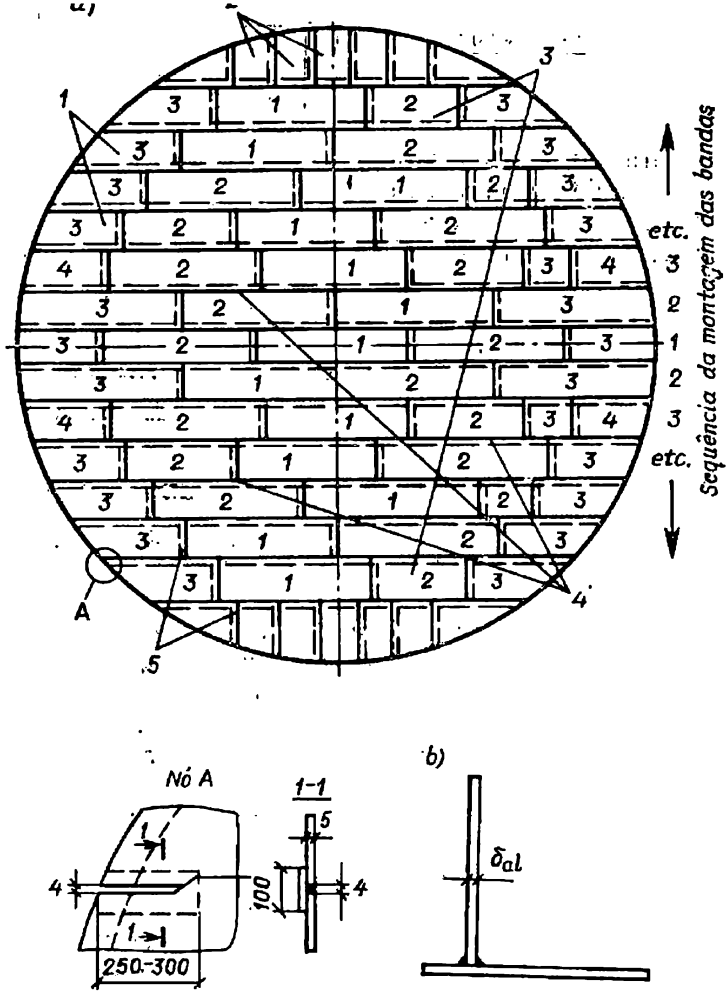


Fig. XI.11. Fundo do reservatório

1—chapas extremas longitudinais; *2*—chapas extremas transversais; *3*—tira extrema; *4*—sobreposição normal de 40 mm; *5*—sobreposição aumentada de 80 mm

Quando os reservatórios são fabricados por meio de enrolamento, as chapas com a largura de 1,5 m são colocadas numa fileira e soldadas ao longo da borda longitudinal formando grandes cintas (fig. XI.13, *a*). A seguir estas peças são soldadas na íntegra com juntas transversais e à medida que a cinta cresce são enroladas em rolos. O método de enrolamento utiliza-se para fabricar as paredes e o fundo dos reservatórios. Os reservatórios são feitos nas bancadas de dois andares com a soldagem de dois lados, o que permite utilizar para as chapas finas ($\delta \leqslant 6$ mm) juntas sobrepostas e realizar a soldagem de dois lados na posição inferior (fig. XI.13, *b*). Na fig. XI.14 são mostrados os elementos de um reservatório típico de 5000 m³, fornecidos prontos pelas empresa.

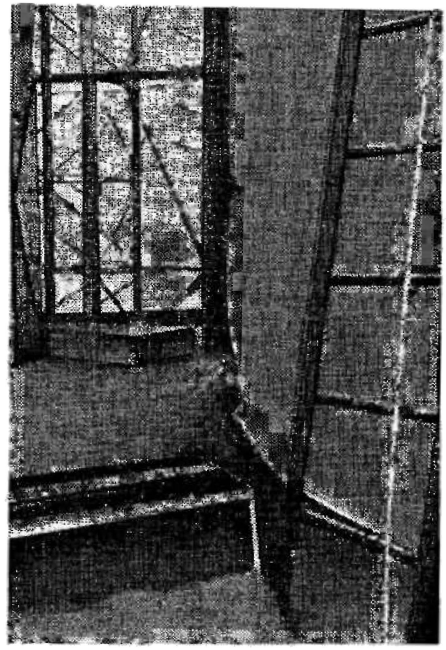


Fig. XI.12. Influência do efeito de bordo no processo de experiência do reservatório

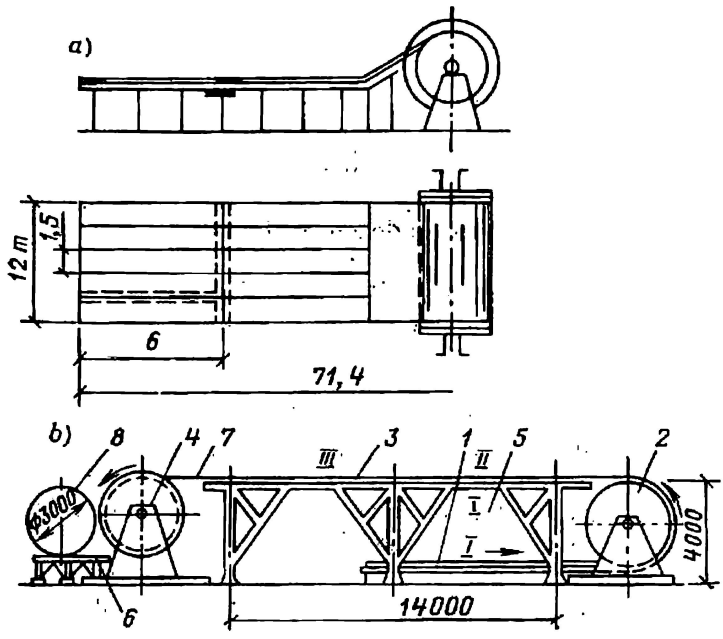


Fig. XI.13. Fabricação do reservatório por meio de enrolamento

a—dispositivo de um só andar com banco magnético; *b*—esquema do banco de dois andares; *1*—prateleiras do primeiro andar; *2*—tambor; *3*—prateleiras do segundo andar; *4*—dispositivo de enrolamento; *5*—monotrilho; *6*—prateleira para o rolo pronto; *7*—pano do casco; *8*—rolo pronto; *I*, *II*, *III*—locais em que se realiza a montagem, soldagem e ensaio dos panos

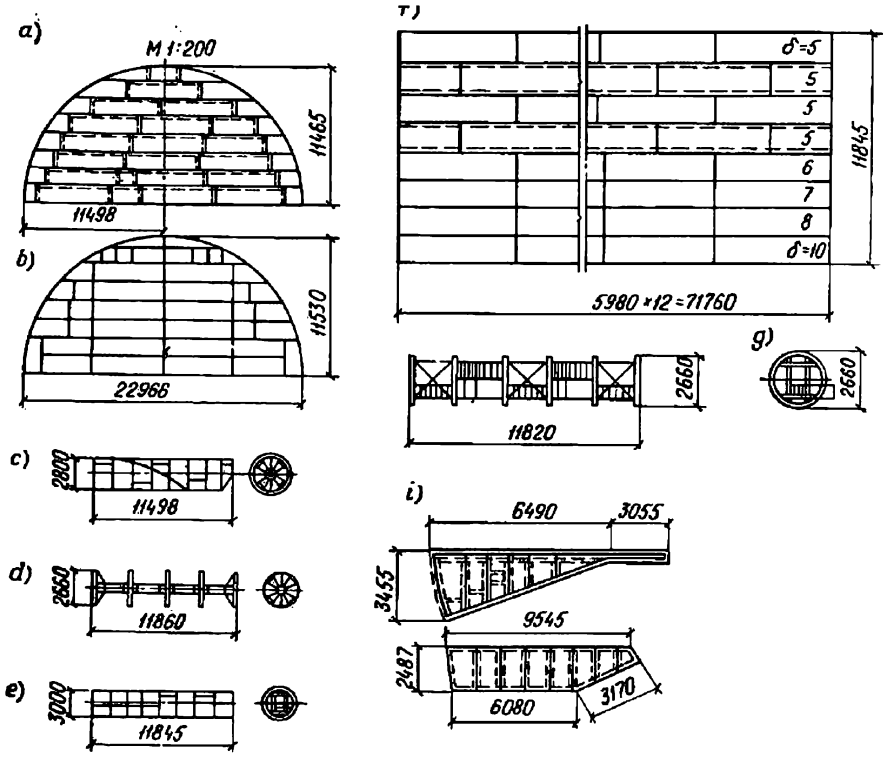


Fig. XI.14. Elementos transportáveis de um reservatório de 5000 m³

a– fundo com chapas extremas retas; *b*—variante do fundo destinado para a soldagem no banco magnético; *c*—rolo do fundo; *d*—montante central; *e*—rolo do corpo; *f*—corpo do reservatório; *g*—escada do poço; *i*—chapas da cobertura

O método de enrolamento pode ser aplicado quando a espessura do metal é 4—12 mm (quando a espessura é igual a 14 mm o desdobramento dos rolos é um tanto difícil). Uma cinta de 12 metros de comprimento (a largura da bancada) pode ser enrolada em rolo com o diâmetro de 2,3—3,2 m (fig. XI.13, *b*). Agora existem bancadas com a largura de 18 metros.

No processo de montagem o rolo é instalado em posição vertical e desdobrado. A junta no corpo é sobreposta. Depois do desdobramento dos dois rolos do fundo eles são ligados por juntas sobrepostas, sendo que a soldagem executa-se somente na parte superior, sem imposição de costuras soldadas auxiliares em baixo. Esta junta deve ser submetida ao controle especial. Para defender o fundo contra a corrosão a almofada de areia deve ser coberta com uma camada de alcatrão.

Nos reservatórios de baixa pressão pode ser utilizado o telhado suspenso composto de chapas com a espessura de 2,5—3 mm; estas chapas são suspensas nos pilares, cuja altura supera a altura do corpo em 1,5—2 metros.

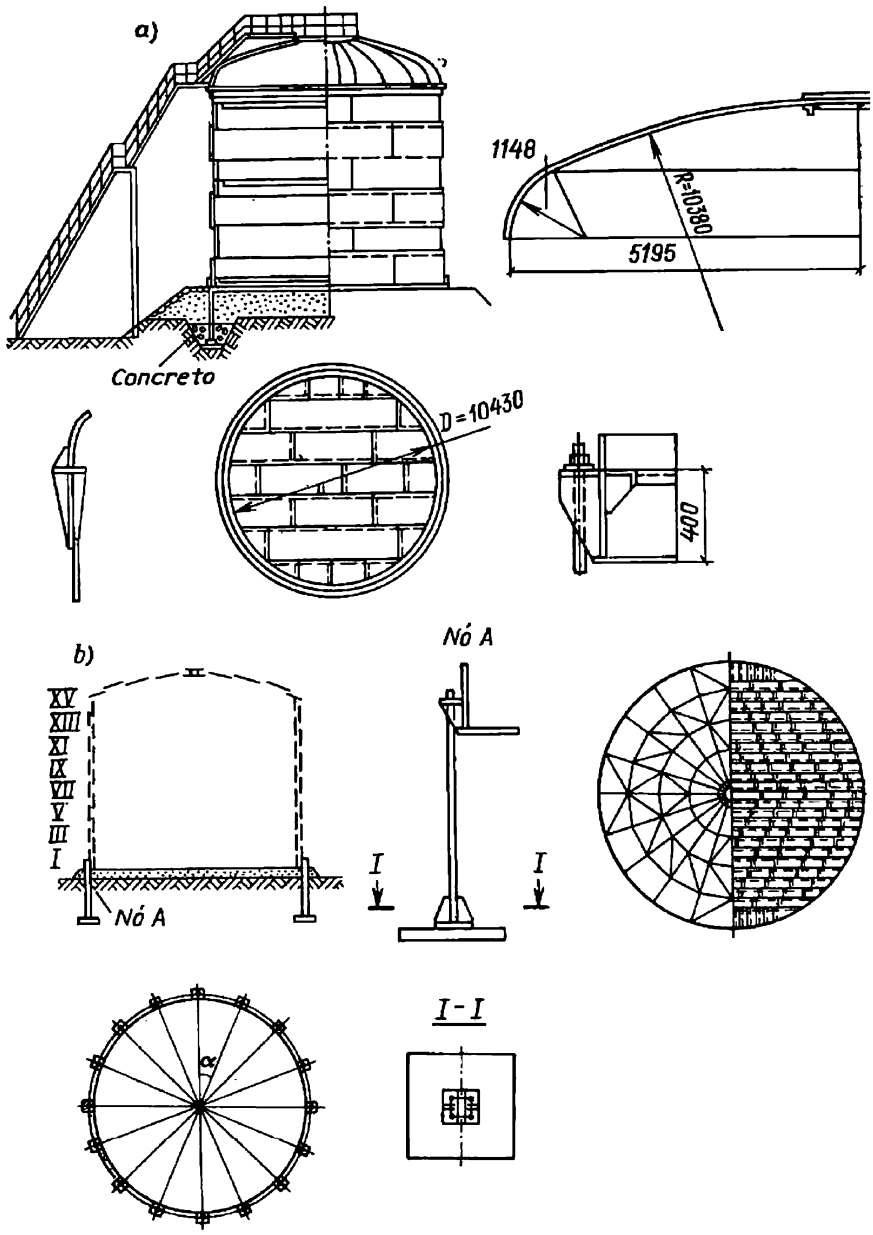


Fig. XI.15. Reservatórios cilíndricos verticais de alta pressão
a—com cobertura esfero-cilíndrica; *b*—com cobertura esférica

Reservatórios de alta pressão * são utilizados para armzaenar os derivados do petróleo que se evaporam facilmente. Na fig. XI.15, *a* está mostrada a estrutura de um reservatório vertical com o telhado

[1] **M. I. Achkinazi.** Reservatórios com o telhado esfero-cilíndrico. M., Gostopizdat, 1960.

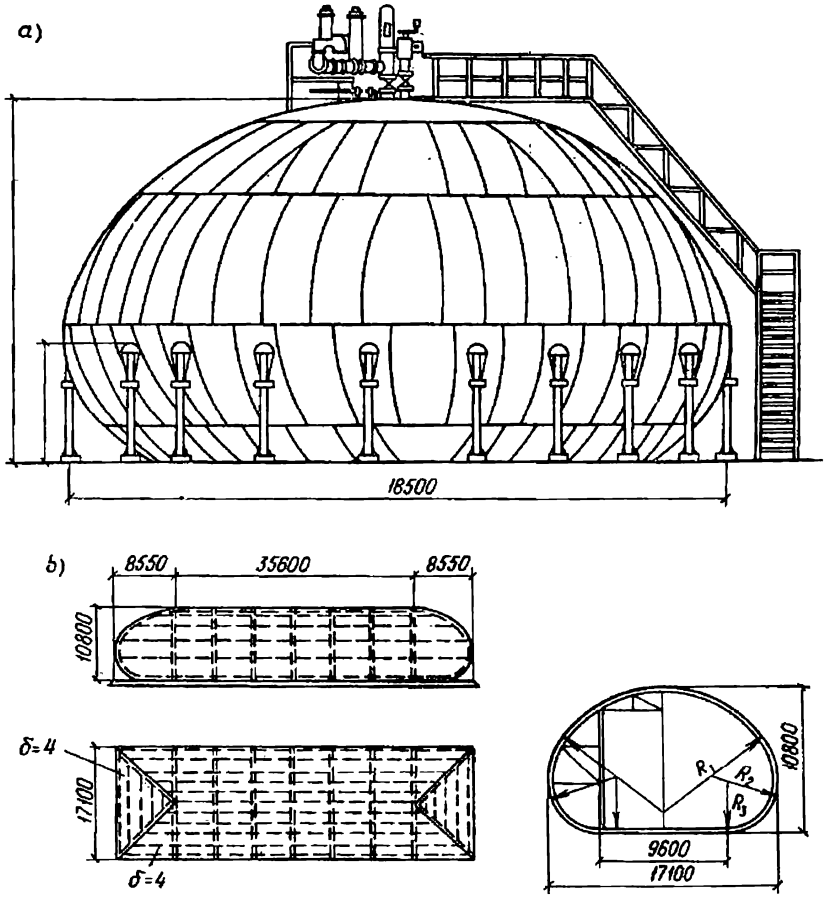


Fig. XI.16. Reservatórios em forma de gota
a—com apoio equatorial; *b*—cilíndrico

esfero-cilíndrico. A aplicação de peças cilíndricas em forma de pétalas com a espessura de 4—6 mm e mesmo raio de curvatura simplifica a laminação permitindo ao mesmo tempo obter o telhado em forma da superfície de revolução. O telhado é ligado ao corpo por meio de chapas horizontais. Estes reservatórios são calculados para resistir à pressão excessiva interna de 16 000—20 000 Pa e vácuo de 500 Pa. Na fig. XI.15, *b* está mostrada a estrutura do reservatório vertical com telhado esférico, em que o revestimento plano coloca-se por pedaços sobre a ossatura da cobertura, que é uma cúpula esférica.

Para tornar mais cômoda a montagem e evitar as juntas no teto, a ligação do telhado ao corpo realiza-se através de cantoneiras chanfradas. Estes reservatórios são calculados para resistir à pressão interna de 10 000—15 000—20 000 Pa e vácuo de 1000 Pa. A estabilidade das paredes no caso do vácuo é garantida por aneis de rigidez dispostos com um intervalo de 2 metros.

A forma mais racional dos grandes reservatórios com a pressão excessiva da ordem de 4 N/cm² é a de gota; os reservatórios deste tipo são invólucros de resistência uniforme (fig. XI.16).

Os reservatórios instalados nas torres servem, sobretudo, para o abastecimento de água; o seu volume varia de 100 a 3000 m³. Uma particularidade técnica dos reservatórios deste tipo é a estrutura do seu fundo que pode ser suspenso e ter a forma de um invólucro de revolução ou de uma combinação destes invólucros. Nos reservatórios instalados nas torres convém evitar o fundo chato, pois um fundo deste tipo requer um poderoso vigamento que trabalha à flexão.

§ 56. TREMONHAS

Existem tremonhas em forma de pirâmide com paredes planas, tremonhas flexíveis e redondas.

Na fig. XI.17, *a* está mostrado o esquema de uma tremonha piramidal dupla. A sua estrutura compreende uma ossatura formada por vigas verticais e nervuras angulares, em que se apoiam as nervuras de rigidez, feitas de cantoneiras, e as paredes. A parede da tremonha faz-se de chapas com a espessura mínima de 8 mm. Sob a pressão da

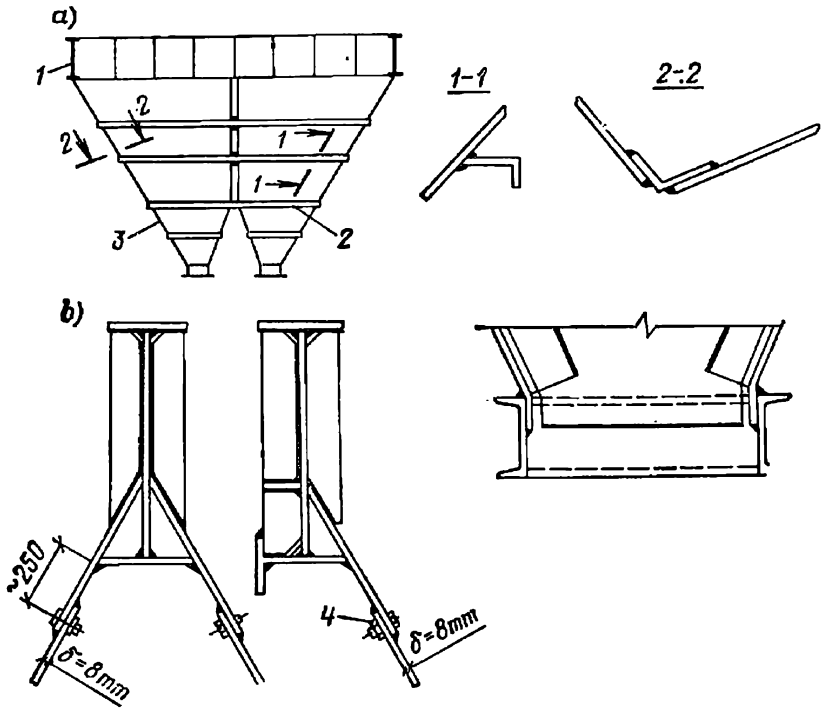


Fig. XI.17. Tremonha piramidal dupla e os seus pormenores

1—viga vertical; *2*—nervuras de rigidez; *3*—nervuras angulares; *4*—parafusos de montagem com o diâmetro de 18—20 mm colocados com um intervalo de 400—500 mm

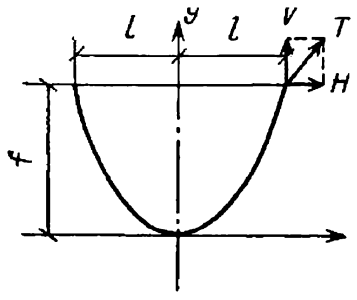


Fig. XI.18. Cálculo de uma tremonha flexível

carga colocada na tremonha a parede no vão entre as nervuras de rigidez trabalha à flexão. A pressão vertical nominal que atua sobre a chapa da parede à profundidade x a partir da superfície do corpo que se encontra na tremonha vem a ser

$$q_x = \gamma x n, \tag{XI.14}$$

onde γ é o peso específico do material; $n \geqslant 1{,}2$, o coeficiente de sobrecarga.

A pressão horizontal a esta mesma profundidade é

$$q_y = \gamma x n \operatorname{tg}^2 (45° - \varphi/2), \tag{XI.15}$$

onde φ é o ângulo do talude natural do material; este valor está indicado nas respectivas guias.

Na fig. XI.17, *b* estão mostrados os pormenores de junção da parede às vigas e a estrutura da garganta. No ferro em U ou na cantoneira da garganta instala-se um fecho.

As tremonhas flexíveis são destinadas para o armazenamento de grandes quantidades do material. As tremonhas deste tipo são invólucros parabólicos suspensos que trabalham sobretudo à tração.

A equação da curva de configuração da tremonha tem a seguinte forma

$$y = \frac{f}{2l^2} (3x^2 - x^3/l). \tag{XI.16}$$

A área da seção transversal da tremonha (fig. XI.18) é

$$F = \frac{5}{4} lf. \tag{XI.17}$$

O valor máximo da ordenada da carga ao longo do eixo de simetria é

$$P_{max} = \frac{5}{4} f \gamma n, \tag{XI.18}$$

onde n é o coeficiente de sobrecarga.

As componentes da reação nos pontos de suspensão é

$$H = \frac{P_{max} l^2}{3f}; \quad V = \frac{P_{max} l}{2}. \tag{XI.19}$$

O esforço total de tração que cabe a uma unidade de comprimento da tremonha no lugar da sua junção às vigas é

$$T = \sqrt{H^2 + V^2} = F\gamma n \sqrt{\frac{l^2}{9f^2} + \frac{1}{4}}. \qquad \text{(XI.20)}$$

A espessura da parede da tremonha determina-se na base do esforço calculado. Todas as chapas da tremonha são soldadas a tope. Quando o comprimento da tremonha é grande é preciso instalar diafragmas intermediários rígidos de forma que as componentes horizontais da reação H entre eles sejam agüentadas pela viga ou armação horizontal.

Cargas normativas e nominais e os coeficientes de sobrecarga

Tipo da carga	Carga normativa, kN/m² (kgf/m²)	Coeficiente de sobrecarga n	Carga nominal, kN/m² (kgf/m²)
O próprio peso das estruturas . .	Segundo o projeto	1,1 (0,9)	—
Peças de isolamento térmico e acústico (placas de materiais leves e porosos, aterros, tirantes do telhado, rebocadura, etc.)	Idem	1,2 (0,9)	—
Cargas sobre as coberturas			
Salas de estações ferroviárias, teatros, cinemas com os corredores e escadas, tribunas, salas de comércio e de exposição — no mínimo	4 (400)	1,3	5,2 (520)
Depósitos de livros, arquivos, palcos — no mínimo	5 (500)	1,2	6 (600)
Sótãos (além do peso do equipamento)	0,75 (75)	1,4	1,05 (105)
Locais de produção:			
a) carga do equipamento (no mínimo 400 kgf/m² para o cálculo de placas e 300 kgf/m² para o cálculo de vigas-mestras e contraníveis)	Segundo o projeto	1,2—1,3	—
b) carga devida ao peso dos homens, peças, materiais de reparação (no mínimo 200 kgf/m²)	Idem	1,2—1,4	—
Diversas cargas			
O próprio peso de equipamento	Idem	1,2	—
O peso do líquido	Idem	1,1	—
O peso dos materiais que enchem os recipientes (isto é, tremonhas, reservatórios)	Idem	1,2	—
Cargas devidas aos carregadores, carros elétricos, etc.	Idem	1,2	—
Cargas devidas aos guindastes de ponte	Idem	1,2	—

Nota. Quando se trata do cálculo das vigas-mestras e contraníveis as normas permitem diminuir o limite de resistência em conformidade com as dimensões da área de carga.

É também permitido diminuir o limite de resistência sobre os pilares nos prédios de muitos andares mediante a multiplicação pelos coeficientes 0,9 e 0,5 de acordo com o número de coberturas (de 1 a 9 e mais).

Coeficiente de condições de trabalho *m* dos elementos das estruturas de aço

Nº. Nº.	Elementos das estruturas	*m*
1	Vigas contínuas e elementos comprimidos das armações das coberturas debaixo das salas de teatros, clubes, cinemas, debaixo das tribunas, lojas, depósitos de livros, arquivos, etc., sendo o peso das coberturas igual ou superior ao limite de resistência	0,9
2	Elementos comprimidos básicos (exceto os elementos que servem de apoios) da treliça das armações das coberturas (por exemplo, das armações do telhado e outras armações do mesmo tipo) sendo a sua flexibilidade $\lambda \geqslant 60$	0,8
3	Diagonais comprimidas das estruturas treliçadas espaciais; estas diagonais são compostas de cantoneiras isoladas, ligadas por meio da soldagem numa só aba:	
	a) no caso da treliça em forma de espinhos de abeto e treliça cruzada sendo que os nós não coincidem nas arestas contíguas	0,8
	b) no caso da treliça cruzada com os nós que coincidem nas arestas contíguas	0,9
	As mesmas diagonais fixadas por meio de um parafuso ou rebite	0,75
4	Vigas porta-guindaste para os guindastes com a capacidade de carga de 5 toneladas e mais que funcionam em regime de trabalho pesado e extremamente pesado	0,9
5	Pilares dos prédios residenciais e públicos e apoios dos castelos de água	0,9
6	Cantoneiras isoladas comprimidas, fixadas por uma só aba (quando se trata de cantoneiras de abas desiguais, fixadas somente na aba mais estreita), exceto as que foram indicadas no ponto 3 e as armações planas compostas de cantoneiras isoladas	0,75

Notas. 1. Os coeficientes de condições de trabalho estabelecidos nos pontos 2 e 3 não abrangem as fixações dos respectivos elementos das estruturas nos nós.

2. Coeficiente de condições de trabalho para as cantoneiras fixadas numa só aba diz respeito às cantoneiras de abas iguais e às cantoneiras de abas desiguais com fixação na aba mais estreita.

Flechas máximas dos elementos submetidos à flexão

Elementos das estruturas	Flecha medida como uma parte do vão
Vigas e armações porta-guindaste:	
a) guindastes manuais e guindastes de lança	1/500
b) guindastes elétricos com a capacidade de carga $\leqslant 50$ t	1/600
c) o mesmo com a capacidade de carga > 50 t	1/750
Monotrilhos	1/400
Vigas das plataformas de trabalho dos prédios industriais:	
a) quando os ferrovias não existem:	
vigas-mestras	1/400
as demais vigas	1/250
b) quando existem ferrovias de bitola larga	1/600
Vigas das coberturas entre os andares:	
a) vigas-mestras	1/400
b) as demais vigas	1/250
Vigas das coberturas em geral e das coberturas dos sótãos:	
a) vigas-mestras	1/250
b) traves	1/200
Elementos da armação de rótula:	
a) pilares, contraníveis	1/300
b) traves do envidraçamento (no planos vertical e horizontal)	1/200

Notas: 1. As flechas são determinadas sem levar em consideração o fator dinâmico. 2. Se existe o reboco a flecha das vigas da cobertura originada somente pela carga temporária não deve ser superior a 1/350 do vão.

Apêndice 4

Deslocamentos máximos de pilares devido à influência dos guindastes

Tipo da deformação	Deslocamento limite
Deslocamento dos pilares nos prédios com os guindastes de regime de trabalho especial:	
a) no sentido transversal:	
no caso do esquema nominal plano	$1/2500H$
no caso do esquema espacial	$1/4000H$
b) no sentido longitudinal	$1/4000H$
Deslocamento dos pilares das estacadas abertas porta-guindaste nos sentidos longitudinal e transversal	$1/4000H$
Flecha horizontal dos elementos de frenagem (vigas ou armações) quando se trata dos guindastes de regime de trabalho especial	$1/2000L$

Designações: H — altura do pilar desde a parte inferior da sapata até a cabeça do trilho porta-guindaste; L — vão da estrutura de frenagem (passo dos pilares).

Notas. Deslocamentos dos pilares (ao nível do banzo superior das vigas porta-guindaste) e as flechas dos elementos de frenagem são determinados na base das forças transversais de frenagem relativas a um só guindaste, cuja capacidade de carga é a maior entre todos os guindastes instalados no prédio ou na estacada.

Coeficientes φ de flexão longitudinal dos elementos de aço submetidos à compressão central

Flexibilidade do elemento λ	Classe de resistência do aço						
	C38/23	C44/29	C46/33	C52/40	C60/45	C70/60	C85/75
0	1	1	1	1	1	1	1
10	0,988	0,987	0,986	0,985	0,984	0,983	0,982
20	0,97	0,968	0,965	0,962	0,956	0,953	0,95
30	0,943	0,935	0,932	0,927	0,916	0,909	0,903
40	0,905	0,982	0,888	0,878	0,866	0,852	0,838
50	0,867	0,843	0,837	0,823	0,81	0,79	0,76
60	0,82	0,792	0,78	0,764	0,74	0,7	0,66
70	0,77	0,73	0,71	0,682	0,65	0,61	0,558
80	0,715	0,66	0,637	0,604	0,57	0,518	0,432
90	0,67	0,592	0,563	0,523	0,482	0,412	0,343
100	0,582	0,515	0,482	0,437	0,396	0,336	0,288
110	0,512	0,44	0,413	0,37	0,325	0,273	0,23
120	0,448	0,383	0,35	0,315	0,273	0,23	0,192
130	0,397	0,33	0,302	0,264	0,232	0,196	0,164
140	0,348	0,285	0,256	0,228	0,198	0,168	0,142
150	0,305	0,25	0,226	0,198	0,173	0,148	0,123
160	0,27	0,22	0,2	0,176	0,153	0,13	0,108
170	0,24	0,195	0,178	0,156	0,137	0,116	0,096
180	0,216	0,175	0,16	0,139	0,122	0,102	0,086
190	0,196	0,158	0,142	0,126	0,108	0,092	0,077
200	0,175	0,142	0,129	0,112	0,098	0,982	0,069
210	0,16	0,13	0,118	0,102	0,089	0,075	0,063
220	0,146	0,119	0,108	0,093	0,081	0,068	0,057

Nota. Flexibilidade do elemento $\lambda = l/r$, onde l é o comprimento nominal do elemento, r, raio de inércia da seção.

Coeficientes φ^{ex} para a verificação da estabilidade das barras de aço de almas contínuas submetidas à compressão excêntrica (ou compressão e flexão) no plano de ação do momento que coincide com o plano de simetri

Flexibilidade convencional $\bar{\lambda}$	Excentricidade reduzida m_1																						
	0,1	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	8	9	10	
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370	337	330	280	260	230	222	210	183	164	150	
1	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341	307	283	259	240	225	209	196	175	157	142	
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312	283	262	240	223	207	195	182	163	148	134	
2	813	742	653	587	536	495	457	425	397	352	315	286	260	240	222	206	193	182	170	153	138	125	
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262	238	220	204	190	178	168	158	144	130	118	
3	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238	217	202	187	175	166	156	147	135	123	112	
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216	198	183	172	162	153	145	137	125	115	108	
4	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197	181	168	158	149	140	135	127	118	108	098	
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178	165	155	146	137	130	125	118	110	101	093	
5	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162	150	143	135	126	120	117	111	103	095	088	
5,5	302	280	255	240	224	212	200	192	184	170	158	148	138	132	124	117	112	108	104	095	089	084	
6	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137	128	120	115	109	104	100	096	089	084	079	
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125	117	112	106	101	097	094	089	083	080	074	
7	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115	108	102	098	094	091	087	083	078	074	070	
8	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095	091	087	083	081	078	076	074	068	065	062	
9	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082	079	075	072	069	066	065	064	061	058	055	
10	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070	069	065	062	060	059	058	057	055	052	049	
11	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061	060	057	055	053	052	051	050	048	046	044	
12	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053	052	051	050	049	048	047	046	044	042	040	

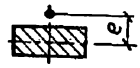
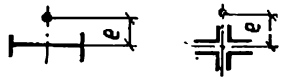
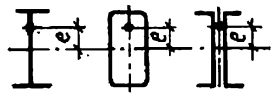
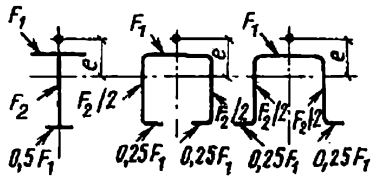
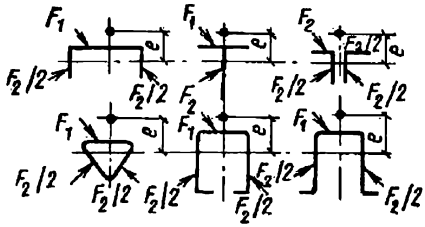
Notas: 1. Os valores do coeficiente φ^{ex} foram aumentados nesta tabela 1000 vezes. 2. Os valores da flexibilidade convencional $\bar{\lambda}$ s determinados pela fórmula $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{R/E}$. 3. Os valores de φ^{ex} não podem ser adotados superiores aos valores de φ indicados no apê dice 5.

Coeficientes φ^{ex} para verificar a estabilidade de barras de aço treliçadas submetidas à compressão excêntrica (ou compressão e flexão) no plano de ação do momento que coincide com o plano de simetria

Flexibilidade convencional reduzida	Excentricidade relativa m_1																					
$\bar{\lambda}_{red}$	0,1	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	1,75	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	7	8	9	10	12
0,5	908	800	666	571	500	444	400	364	333	286	250	222	200	182	167	154	143	133	125	111	100	091	07
1	872	767	640	553	483	431	387	351	328	280	243	218	197	180	165	151	142	131	121	109	098	090	07
1,5	830	727	600	517	454	407	367	336	311	271	240	211	190	178	163	149	137	128	119	108	096	088	07
2	774	673	596	479	423	381	346	318	293	255	228	202	183	170	156	143	132	125	117	106	095	086	07
2,5	708	508	507	439	391	354	322	297	274	238	215	192	175	162	148	136	127	120	113	103	093	083	07
3	637	545	455	399	356	324	296	275	255	222	201	182	165	153	138	130	121	116	110	100	091	081	07
3,5	562	480	408	355	320	294	270	251	235	206	187	170	155	143	130	123	115	110	105	096	088	078	0(
4	484	422	357	317	288	264	246	228	215	191	173	160	145	133	124	118	110	105	100	093	084	076	0(
4,5	415	365	315	281	258	237	223	207	196	176	160	149	136	124	116	110	105	100	096	089	079	073	0(
5	350	316	277	250	130	212	201	188	178	161	149	138	127	117	108	104	100	095	092	086	076	071	0(
5,5	300	273	245	223	203	192	182	172	163	147	137	128	118	110	102	098	096	091	087	081	074	068	0(
6	255	237	216	198	183	174	165	156	149	135	126	119	109	103	097	093	090	085	083	077	070	065	0(
6,5	231	208	190	178	165	157	149	142	137	124	117	109	102	097	092	088	085	080	077	072	066	061	0
7	192	184	168	160	150	141	135	130	125	114	108	101	095	091	087	083	079	076	074	068	063	058	0
8	148	142	136	130	123	118	113	108	105	097	091	085	082	079	077	073	070	067	065	060	055	052	0
9	117	114	110	107	102	098	094	090	087	082	079	075	072	069	067	064	062	059	056	053	050	048	0
10	097	094	091	090	087	084	080	076	073	070	067	064	062	060	058	056	054	052	050	047	045	043	0
11	082	078	077	076	073	071	068	066	064	060	058	056	054	053	052	050	048	046	044	043	042	041	0
12	068	066	064	063	061	060	058	057	056	054	052	050	049	048	047	045	043	042	040	039	038	037	0

Notas. 1. Os valores do coeficiente φ^{ex} foram aumentados nesta tabela 1000 vezes. 2. Os valores da flexibilidade convencional reduzida $\bar{\lambda}_{red}$ são determinados pela fórmula $\bar{\lambda}_{red} = \lambda_{red}\sqrt{R/E}$. 3. Os valores de φ^{ex} não podem ser adotados superiores aos valores φ indicados no apêndice 5.

Coeficientes η de influência da forma da seção para o cálculo da excentricidade reduzida

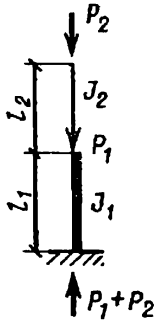
Tipo da seção	Esquema da seção	$\frac{F_1}{F_2}$	Valores de η quando $0 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 5$		$\bar{\lambda} > 5$
			$0{,}1 \leqslant m < 5$	$5 \leqslant m \leqslant 20$	$0{,}1 \leqslant m \leqslant 20$
1		—	1,0	1,0	1,0
2		—	$0{,}8+0{,}04\,\bar{\lambda}$	1,0	1,0
3		—	$1{,}3-0{,}06\,\bar{\lambda}$	$1{,}2-0{,}04\,\bar{\lambda}$	1,0
4		—	$1{,}75-0{,}13\,\bar{\lambda}$	$1{,}5-0{,}08\,\bar{\lambda}$	1,1
5		$\leqslant 1{,}0$	$1{,}8-0{,}12\,\bar{\lambda}$	$1{,}6-0{,}08\,\bar{\lambda}$	1,2
		$> 1{,}0$	$2{,}0-0{,}1\,\bar{\lambda}$	$1{,}9-0{,}08\,\bar{\lambda}$	1,5
6		0,5	$1{,}5+0{,}04\,m$	1,7	1,7
		1,0	$1{,}75+0{,}15\,m$	2,5	2,5
		1,5	$2{,}25+0{,}25\,m$	3,5	3,5

Nota: Para as seções do tipo 6 as excentricidades relativas m_1 não devem superar os valores indicados na terceira linha em cima da tabela seguinte:

$F_1/F_2 \leqslant 1$			$1 < F_1/F_2 \leqslant 1{,}5$		
$1 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 2{,}5$	$2{,}5 < \bar{\lambda} \leqslant 5$	$\bar{\lambda} > 5$	$1 \leqslant \bar{\lambda} \leqslant 3{,}5$	$3{,}5 < \bar{\lambda} \leqslant 6{,}5$	$\bar{\lambda} > 6{,}5$
$m_1 \leqslant 2\,\bar{\lambda}$	$m_1 \leqslant 6\,\bar{\lambda} - 10$	$0{,}1 \leqslant m_1 \leqslant 20$	$m_1 \leqslant 1{,}6\,\bar{\lambda} - 0{,}6$	$m_1 \leqslant 5\,\bar{\lambda} - 12{,}5$	$0{,}1 \leqslant m_1 \leqslant 20$

Apêndice 9

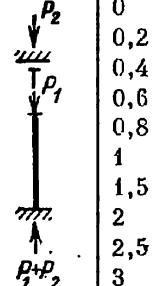
Coeficientes μ_1 para os pilares com a extremidade superior livre

Esquema	c_1	k_1										
		0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,4	1,8	2,5	10	20
	0	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	0,2	2	2,02	2,04	2,06	2,07	2,09	2,12	1,15	2,21	2,76	3,38
	0,4	2	2,08	2,13	2,21	2,28	2,35	2,48	2,6	2,8		
	0,6	2	2,2	2,36	2,52	2,66	2,8	3,05	3,28			
	0,8	2	2,42	2,7	2,96	3,17	3,36	3,74				
	1	2	2,73	3,13	3,44	3,74	4					
	1,5	3	3,77	2,35	4,86							
	2	4	4,9	5,67								
	2,5	5	6,08	7								
	3,0	6	7,25									

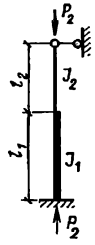
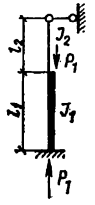
Nota: $k_1 = \frac{i_2}{i_1} = \frac{J_2 l_1}{J_1 l_2}$; $c_1 = \frac{l_2}{l_1}\sqrt{\frac{J_1}{J_2 m_d}}$.

Apêndice 10

Coeficientes μ_1 para os pilares com a extremidade superior fixada de maneira a impedir a rotação

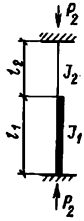
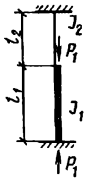
Esquema	c_1	k_1										
		0	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,4	1,8	2,5	10	20
	0	2	1,86	1,76	1,67	1,6	1,55	1,46	1,4	1,62	1,1	1,05
	0,2	2	1,87	1,76	1,68	1,62	1,56	1,48	1,41	1,33	1,11	
	0,4	2	1,88	1,77	1,72	1,66	1,61	1,53	1,48	1,4		
	0,6	2	1,91	1,83	1,77	1,72	1,69	1,63	1,59			
	0,8	2	1,94	1,9	1,87	1,85	1,82	1,79				
	1	2	2	2	2	2	2					
	1,5	2	2,25	2,38	2,48							
	2	2	2,66	2,91								
	2,5	2,5	3,17	3,5								
	3	3	3,7	4,12								

Coeficientes μ_{12} e μ_{11} para os pilares com a extremidade superior imóvel, fixada por meio de uma articulação

Esquema	β	n														
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
		Coeficientes μ_{12}														
	0,04	1,02	1,84	2,25	2,59	2,85	3,08	3,24	3,42	3,7	4	4,55	5,25	5,8	6,55	7,2
	0,06	0,91	1,47	1,93	2,26	2,57	2,74	2,9	3,05	3,24	3,45	3,88	4,43	4,9	5,43	5,94
	0,08	0,86	1,31	1,73	2,05	2,31	2,49	2,68	2,85	3	3,14	3,53	3,93	4,37	4,85	5,28
	0,1	0,83	1,21	1,57	1,95	2,14	2,33	2,46	2,6	2,76	2,91	3,28	3,61	4,03	4,43	4,85
	0,2	0,79	0,98	1,23	1,46	1,67	1,85	2,02	2,15	2,28	2,4	2,67	2,88	3,11	3,42	3,71
	0,3	0,78	0,9	1,09	1,27	1,44	1,6	1,74	1,86	1,98	2,11	2,35	2,51	2,76	2,99	3,25
	0,4	0,78	0,88	1,02	1,17	1,32	1,45	1,58	1,69	1,81	1,92	2,14	2,31	2,51	2,68	2,88
	0,5	0,78	0,86	0,99	1,1	1,22	1,35	1,47	1,57	1,67	1,76	1,96	2,15	2,34	2,5	2,76
	1	0,78	0,85	0,92	0,99	1,06	1,13	1,2	1,27	1,34	1,41	1,54	1,68	1,82	1,97	2,1
		Coeficientes μ_{11}														
	0,04	0,67	0,67	0,83	1,25	1,43	1,55	1,65	1,7	1,75	1,78	1,84	1,87	1,88	1,9	1,92
	0,06	0,67	0,67	0,81	1,07	1,27	1,41	1,51	1,6	1,64	1,7	1,78	1,82	1,84	1,87	1,88
	0,08	0,67	0,67	0,75	0,98	1,19	1,32	1,43	1,51	1,58	1,63	1,72	1,77	1,81	1,82	1,84
	0,1	0,67	0,67	0,73	0,93	1,11	1,25	1,36	1,45	1,52	1,57	1,66	1,72	1,77	1,8	1,82
	0,2	0,67	0,67	0,69	0,75	0,89	1,02	1,12	1,21	1,29	1,36	1,46	1,54	1,6	1,65	1,69
	0,3	0,67	0,67	0,67	0,71	0,8	0,9	0,99	1,08	1,15	1,22	1,33	1,41	1,48	1,54	1,59
	0,4	0,67	0,67	0,67	0,69	0,75	0,84	0,92	1	1,07	1,13	1,24	1,33	1,4	1,47	1,51
	0,5	0,67	0,67	0,67	0,69	0,73	0,81	0,87	0,94	1,01	1,07	1,17	1,26	1,33	1,39	1,44
	1	0,67	0,67	0,67	0,68	0,71	0,74	0,78	0,82	0,87	0,91	0,99	1,07	1,13	1,19	1,24

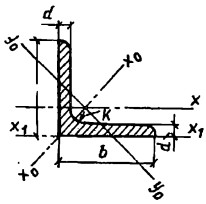
Nota: $\beta = \frac{J_2}{J_1}$; $n = \frac{l_2}{l_1}$.

Coeficientes μ_{11} e μ_{12} para os pilares com a extremidade superior encastrada

Esquema	β	n														
		0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2
		Coeficientes μ_{12}														
	0,04	0,78	1,02	1,53	1,73	2,01	2,21	2,38	2,54	2,65	2,85	3,24	3,7	4,2	4,76	5,2
	0,06	0,7	0,86	1,23	1,47	1,73	1,93	2,08	2,23	2,38	2,49	2,81	3,17	3,5	3,92	4,3
	0,08	0,68	0,79	1,05	1,31	1,54	1,74	1,91	2,05	2,2	2,31	2,55	2,8	3,11	3,45	3,7
	0,1	0,67	0,76	1	1,2	1,42	1,61	1,78	1,92	1,04	2,2	2,4	2,6	2,86	3,18	3,41
	0,2	0,64	0,7	0,79	0,93	1,07	1,23	1,41	1,5	1,6	1,72	1,92	2,11	2,28	2,45	2,64
	0,3	0,62	0,68	0,74	0,85	0,95	1,06	1,18	1,28	1,39	1,48	1,67	1,82	1,96	2,12	2,2
	0,4	0,6	0,66	0,71	0,78	0,87	0,99	1,07	1,16	1,26	1,34	1,5	1,65	1,79	1,94	.,0
	0,5	0,59	0,65	0,7	0,77	0,82	0,93	0,99	1,08	1,17	1,23	1,39	1,53	1,66	1,79	1,9
	1	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75	0,8	0,95	0,9	0,85	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
		Coeficientes μ_{11}														
	0,04	0,66	0,68	0,75	0,94	1,08	1,24	1,37	1,47	1,55	1,64	1,72	1,78	1,81	1,85	1,8
	0,06	0,65	0,67	0,68	0,76	0,94	1,10	1,25	1,35	1,44	1,5	1,61	1,69	1,74	1,79	1,8
	0,08	0,64	0,66	0,67	0,68	0,84	1	1,12	1,25	1,34	1,41	1,53	1,62	1,68	1,75	1,7
	0,1	0,64	0,65	0,65	0,65	0,78	0,92	1,05	1,15	1,25	1,33	1,45	1,55	1,62	1,68	1,7
	0,2	0,62	0,64	0,65	0,65	0,66	0,73	0,83	0,92	1,01	1,09	1,23	1,33	1,41	1,48	1,5
	0,3	0,6	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,73	0,81	0,89	0,94	1,09	1,2	1,28	1,35	1,4
	0,4	0,58	0,63	0,63	0,64	0,64	0,66	0,68	0,75	0,82	0,88	1,01	1,1	1,19	1,26	1,3
	0,5	0,57	0,61	0,63	0,64	0,64	0,65	0,68	0,72	0,77	0,83	0,94	1,04	1,12	1,19	1,2
	1	0,55	0,58	0,6	0,61	0,62	0,63	0,65	0,67	0,7	0,73	0,8	0,88	0,93	1,01	1,0

Nota: $\beta = \frac{J_2}{J_1}$; $n = \frac{l_2}{l_1}$.

Cantoneiras de abas iguais (GOST 8509—72)



Designações convencionais: b — largura da aba; d — espessura da aba; J — momento de inércia; r — raio de inércia.

Dimensões da cantoneira, mm		R, mm	Área da seção, F, cm²	Massa de 1 m, kg	z_0, cm	J_x, cm⁴	r_x, cm	J_{x_1}, cm⁴	J_{x_0}, cm⁴	r_{x_0}, cm	J_{y_0}, cm⁴	r_{y_0}, cm	Raios de inércia r_{y_2} para duas cantoneiras quando δ, mm			
b	d												δ = 8	δ = 10	δ = 12	δ = 14
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
45	4	5	3,48	2,73	1,26	6,63	1,38	12,1	10,5	1,74	2,74	0,89	2,16	2,24	2,32	2,4
	5		4,29	3,37	1,3	8,03	1,37	15,3	12,7	1,72	3,33	0,88	2,18	2,26	2,34	2,42
50	4	5,5	3,89	3,05	1,38	9,21	1,54	16,6	14,6	1,94	3,8	0,99	2,35	2,43	2,51	2,59
	5		4,8	3,77	1,42	11,2	1,53	20,9	17,8	1,92	4,63	0,98	2,38	2,45	2,53	2,61
56	4	6	4,38	3,44	1,52	13,1	1,73	23,3	20,8	2,18	5,41	1,11	2,58	2,66	2,73	2,81
	5		5,41	4,25	1,57	16	1,72	29,2	25,4	2,16	6,59	1,1	2,61	2,72	2,77	2,85
63	4	7	4,96	3,9	1,69	18,9	1,95	33,1	29,9	2,45	7,81	1,25	2,86	2,93	3,01	3,09
	5		6,13	4,81	1,74	23,1	1,94	41,5	36,6	2,44	9,52	1,25	2,89	2,96	3,04	3,12
	6		7,28	5,72	1,78	27,1	1,93	50	42,9	2,43	11,2	1,24	2,9	2,99	3,06	3,14

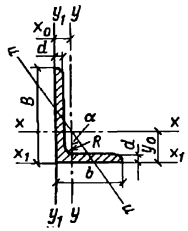
70	4,5 5 6 7 8	8	6,2 6,86 8,15 9,42 10,7	4,87 5,38 6,39 7,39 8,37	1,88 1,9 1,94 1,99 2,02	29 31,9 37,6 43 48,2	2,16 2,16 2,15 2,14 2,13	51 56,7 68,4 80,1 91,9	46 50,7 59,6 68,2 76,4	2,72 2,72 2,71 2,69 2,68	12 13,2 15,5 17,8 20	1,39 1,39 1,38 1,37 1,37	3,14 3,16 3,18 3,2 3,22	3,21 3,23 3,25 3,28 3,29	3,29 3,3 3,33 3,36 3,37	3,37 3,38 3,4 3,44 3,45
75	5 6 7 8 9	9	7,39 8,78 10,1 11,5 12,8	5,8 6,89 7,96 9,02 10,1	2,02 2,06 2,1 2,15 2,18	39,5 46,6 53,3 59,8 66,1	2,31 2,3 2,29 2,28 2,27	69,6 83,9 98,3 113 127	62,6 73,9 84,6 94,9 105	2,91 2,9 2,89 2,87 2,86	16,4 19,3 22,1 24,8 27,5	1,49 1,48 1,48 1,47 1,46	3,35 3,3 3,4 3,43 3,44	3,42 3,44 3,47 3,5 3,51	3,49 3,52 3,54 3,57 3,59	3,57 3,6 3,62 3,65 3,67
80	5,5 6 7 8	9	8,63 9,38 10,8 12,3	6,78 7,36 8,51 9,65	2,17 2,19 2,23 2,27	52,7 57 65,3 73,4	2,47 2,47 2,45 2,44	93,2 102 119 137	83,6 90,4 104 116	3,11 3,11 3,09 3,08	21,8 23,5 27 30,3	1,59 1,58 1,58 1,57	3,57 3,58 3,6 3,62	3,64 3,65 3,67 3,69	3,71 3,72 3,75 3,77	3,79 3,8 3,82 3,84
90	6 7 8 9	10	10,6 12,3 13,9 15,6	8,33 9,64 10,9 12,2	2,43 2,47 2,51 2,55	82,1 94,3 106 118	2,78 2,77 2,76 2,75	145 169 194 219	130 150 168 186	3,5 3,49 3,48 3,46	34 38,9 43,8 48,6	1,79 1,78 1,77 1,77	3,96 3,99 4,01 4,04	4,04 4,06 4,03 4,11	4,11 4,13 4,16 4,18	4,19 4,21 4,23 4,26

Apêndice 13 (continuação

Dimensões da cantoneira, mm		R, mm	Área da seção, F, cm²	Massa de 1 m, kg	z_0, cm	J_x, cm⁴	r_x, cm	J_{x_1}, cm⁴	J_{x_0}, cm⁴	r_{x_0}, cm	J_{y_0}, cm⁴	r_{y_0}, cm	Raios de inércia r_{y_2} para duas cantoneiras quando δ, mm			
b	d												δ = 8	δ = 10	δ = 12	δ = 14
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
100	6,5	12	12,8	10,1	2,68	122	3,09	214	193	3,88	50,7	1,99	4,36	4,43	4,5	4,57
	7		13,8	10,8	2,71	131	3,08	231	207	3,88	54,2	1,98	4,38	4,45	4,52	4,59
	8		15,6	12,2	2,75	147	3,07	265	233	3,87	60,9	1,98	4,4	4,47	4,54	4,62
	10		19,2	15,1	2,83	179	3,05	333	284	3,84	74,1	1,96	4,44	4,52	4,59	4,66
	12		22,8	17,9	2,91	209	3,03	402	331	3,81	86,9	1,95	4,48	4,56	4,63	4,71
	14		26,3	20,6	2,99	237	3	472	375	3,78	99,3	1,94	4,53	4,6	4,68	4,76
	16		29,7	23,3	3,06	264	2,98	542	416	3,74	112	1,94	4,57	4,64	4,72	4,8
110	7	12	15,2	11,9	2,96	176	3,4	308	279	4,29	72,7	2,19	4,78	4,85	4,92	5
	8		17,2	13,5	3	198	3,39	353	315	4,28	81,8	2,18	4,8	4,87	4,95	5,02
125	8	14	19,7	15,5	3,36	294	3,87	516	467	4,87	122	2,49	5,39	5,46	5,53	5,6
	9		22	17,3	3,4	327	3,86	582	520	4,86	135	2,48	5,41	5,48	5,56	5,63
	10		24,3	19,1	3,45	360	3,85	649	571	4,84	149	2,47	5,44	5,52	5,58	5,66
	12		28,9	22,7	3,53	422	3,82	782	670	4,82	174	2,46	5,48	5,55	5,62	5,7
	14		33,4	26,2	3,61	482	3,8	916	764	4,78	200	2,45	5,52	5,6	5,67	5,75
	16		37,8	29,6	3,68	539	3,78	1051	853	4,75	224	2,44	5,56	5,63	5,72	5,78
140	9	14	24,7	19,4	3,78	466	4,34	818	739	5,47	192	2,79	6,02	6,1	6,16	6,24
	10		27,3	21,5	3,82	512	4,33	911	814	5,46	211	2,78	6,05	6,12	6,19	6,26
	12		32,5	25,5	3,9	602	4,31	1097	957	5,43	248	2,76	6,08	6,15	6,25	6,3

160	10	16	31,4	24,7	4,3	774	4,96	1356	1229	6,25	319	3,19	6,84	6,91	6,97	7,0
	11		34,4	27	4,35	944	4,95	1494	1341	6,24	348	3,18	6,86	6,93	7	7,0
	12		37,4	29,4	4,39	913	4,94	1633	1450	6,23	376	3,17	6,88	6,95	7,02	7,0
	14		43,3	34	4,47	1046	4,92	1911	1662	6,2	431	3,16	6,91	6,98	7,05	7,1
	16		49,1	38,5	4,55	1175	4,89	2191	1866	6,17	485	3,14	6,95	7,03	7,1	7,1
	18		54,8	43	4,63	1299	4,87	2472	2061	6,13	537	3,13	7	7,07	7,14	7,2
	20		60,4	47,4	4,7	1419	4,85	2756	2248	6,1	589	3,12	7,04	7,11	7,18	7,2
180	11	16	38,8	30,5	4,85	1216	5,6	2128	1933	7,06	500	3,59	7,67	7,74	7,81	7,8
	12		42,2	33,1	4,89	1317	5,59	2324	2093	7,04	540	3,58	7,69	7,76	7,83	7,8
200	12	18	47,1	37	5,37	1823	6,22	3182	2896	7,84	749	3,99	8,48	8,55	8,62	8,6
	13		50,9	39,9	5,42	1961	6,21	3452	3116	7,83	805	3,98	8,5	8,58	8,64	8,7
	14		54,6	42,8	5,46	2097	6,2	3722	3333	7,81	861	3,97	8,52	8,6	8,66	8,7
	16		62	48,7	5,54	2363	6,17	4264	3755	7,78	970	3,96	8,56	8,64	8,7	8,7
	20		76,5	60,1	5,7	2871	6,12	5355	4560	7,72	1182	3,93	8,65	8,72	8,79	8,8
	25		94,3	74	5,89	3466	6,06	6733	5494	7,63	1438	3,91	8,74	8,81	8,88	8,9
	30		111,5	87,6	6,07	4020	6	8130	6351	7,55	1688	3,89	8,83	8,9	8,97	9,0
220	14	21	60,4	47,4	5,93	2814	6,83	4941	4470	8,9	1159	4,38	9,31	9,37	9,45	9,5
	16		68,6	53,8	6,02	3175	6,81	5661	5045	8,58	1306	4,36	9,35	9,42	9,49	9,5
250	16	24	78,4	61,5	6,75	4717	7,76	8286	7492	9,78	1942	4,89	10,55	10,62	10,68	10,
	18		87,7	68,9	6,83	5247	7,73	9342	8337	9,75	2158	4,96	10,59	10,65	10,72	10,
	20		97	76,1	6,91	5765	7,71	10401	9160	9,72	2370	4,94	10,62	10,69	10,76	10,
	22		106,1	83,3	7	6270	7,69	11464	9961	9,69	2579	4,93	10,67	10,74	10,81	10,
	25		119,7	94	7,11	7006	7,65	13064	11125	9,64	2887	4,91	10,72	10,79	10,86	10,
	28		133,1	104,5	7,23	7717	7,61	14674	12244	9,59	3190	4,89	10,78	10,85	10,92	10,
	30		142	111,4	7,31	8177	7,59	15753	12965	9,56	3389	4,89	10,82	10,89	10,96	10,

Cantoneiras de abas desiguais (GOST 8510—72)



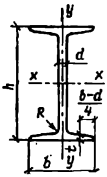
Designações: B — largura da aba maior; b — largura da aba menor; d — espessura da aba; J — momento de inércia; r — raio de inércia

Dimensões da cantoneira, mm			R, mm	Área da seção, F, cm²	Massa de 1 m, kg	y_0, cm	x_0, cm	J_x, cm⁴	r_x, cm	J_y, cm⁴	r_y, cm	J_{x_1}, cm⁴	J_{y_1}, cm⁴	r_u mín, cm⁴	r_u mín, cm⁴	Raios de inércia r_y para duas cantoneiras quando δ, mm				Raios de inércia para duas cantonei quando δ, mm			
																δ = 8	δ = 10	δ = 12	δ = 14	δ = 8	δ = 10	δ = 12	
B	b	d																					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	
56	36	4	6	3,58	2,81	1,82	0,84	11,4	1,78	3,7	1,02	23,2	6,25	2,19	0,78	1,6	1,68	1,76	1,84	2,85	2,93	3,01	
		5		4,41	3,46	1,86	0,88	13,8	1,77	4,48	1,01	29,2	7,91	2,66	0,78	1,63	1,71	1,79	1,87	2,87	2,95	3,03	

63	40	4	7	4,04	3,17	2,03	0,87	16,3	2,01	5,16	1,13	33	8,51	3,07	0,87	1,73	1,81	1,89	1,96	3,15	3,23	3,31
		5		4,98	3,91	2,08	0,86	19,9	2	6,26	1,12	41,4	10,8	3,73	0,86	1,75	1,83	1,91	1,99	3,19	3,26	3,34
		6		5,9	4,63	2,12	0,99	23,3	1,99	7,28	1,11	49,9	13,1	4,36	0,86	1,78	1,89	1,94	2,02	3,21	3,29	3,36
		8		7,68	6,03	2,2	1,07	20,6	1,96	9,15	1,09	66,9	17,9	5,58	0,85	1,83	1,91	1,99	2,08	3,26	3,34	3,42
70	45	4,5	7,5	5,07	3,98	2,25	1,03	25,3	2,23	8,25	1,28	51	13,6	4,88	0,98	1,92	1,99	2,07	2,15	3,47	3,54	3,62
		5		5,59	4,39	2,28	1,05	27,8	2,23	9,05	1,27	56,7	15,2	5,34	0,98	1,93	2,01	2,08	2,17	3,49	3,56	3,64
75	50	5	8	6,11	4,79	2,39	1,17	34,8	2,39	12,5	1,43	69,7	20,8	7,24	1,09	2,13	2,21	2,28	2,36	3,67	3,75	3,83
		6		7,25	5,69	2,44	1,21	40,9	2,38	14,6	1,42	83,9	25,2	8,48	1,08	2,15	2,22	2,3	2,38	3,7	3,78	3,86
		8		9,47	7,43	2,52	1,29	52,4	2,35	18,5	1,40	112	34,2	10,9	1,07	2,19	2,27	2,37	2,43	3,75	3,83	3,91
80	50	5	8	6,36	4,99	2,6	1,13	41,6	2,56	12,7	1,41	84,6	20,8	7,58	1,09	2,08	2,16	2,23	2,3	3,94	4,02	4,11
		6		7,55	5,92	2,65	1,17	49	2,55	14,8	1,4	102	25,2	8,88	1,08	2,1	2,18	2,26	2,34	3,97	4,05	4,13
90	56	5,5	9	7,86	6,17	2,92	1,26	65,3	2,88	19,7	1,58	132	32,2	11,8	1,22	2,29	2,36	2,44	2,52	4,4	4,47	4,55
		6		8,54	6,7	2,95	1,28	70,6	2,88	21,2	1,58	145	35,2	12,7	1,22	2,3	2,38	2,45	2,53	4,42	4,49	4,57
		8		11,18	8,77	3,04	1,36	90,9	2,85	27,1	1,56	194	47,8	16,3	1,21	2,35	2,43	2,51	2,58	4,47	4,52	4,62
100	63	6	10	9,59	7,53	3,23	1,42	98,3	3,2	30,6	1,79	198	49,9	18,2	1,38	2,55	2,62	2,7	2,77	4,84	4,92	4,99
		7		11,1	8,7	3,28	1,46	113	3,19	35	1,78	232	58,7	20,8	1,37	2,57	2,64	2,72	2,78	4,87	4,95	5,02
		8		12,6	9,87	3,32	1,5	127	3,18	39,2	1,77	266	67,6	23,4	1,36	2,59	2,66	2,74	2,82	4,89	4,97	5,04
		10		15,5	12,1	3,4	1,58	154	3,15	47,1	1,75	333	85,8	28,3	1,35	2,64	2,71	2,79	2,87	4,94	5,01	5,09
110	70	6,5	10	11,4	8,98	3,55	1,58	142	3,52	45,6	2	286	74,3	26,9	1,53	2,81	2,88	2,96	3,03	5,3	5,37	5,44
		7		12,3	9,64	3,57	1,6	152	3,52	48,7	1,99	309	80,3	28,8	1,53	2,82	2,89	2,97	3,04	5,31	5,38	5,45
		8		13,9	10,9	3,61	1,64	172	3,51	54,6	1,98	353	92,3	32,3	1,52	2,84	2,92	2,99	3,07	5,33	5,41	5,49
125	80	7	11	14,1	11	4,01	1,8	227	4,01	73,7	2,29	452	119	43,4	1,76	3,17	3,24	3,31	3,39	5,96	6,04	6,11
		8		16	12,5	4,05	1,84	256	4	83	2,28	518	137	48,8	1,75	3,19	3,27	3,34	3,41	5,98	6,06	6,13
		10		19,7	15,5	4,14	1,92	312	3,98	100	2,26	649	173	59,3	1,74	3,23	3,31	3,37	3,46	6,04	6,11	6,19
		12		23,4	18,3	4,22	2	365	3,95	117	2,24	781	210	69,5	1,72	3,28	3,35	3,43	3,51	6,08	6,15	6,23

Apêndice 14 (continuação)

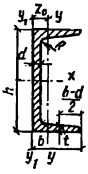
Dimensões da cantoneira, mm			R, mm	Área da seção, F, cm²	Massa de 1 m, kg	y_0, cm	x_0, cm	J_x, cm⁴	r_x, cm	J_y, cm⁴	r_y, cm	J_{x_1}, cm⁴	J_{y_1}, cm⁴	r_u mín, cm⁴	r_u mín, cm⁴	Raios de inércia r_y para duas cantoneiras quando δ, mm				Raios de inércia r_{x_2} para duas cantoneiras quando δ, mm			
																δ = 8	δ = 10	δ = 12	δ = 14	δ = 8	δ = 10	δ = 12	δ = 14
B	b	d																					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
140	90	8	12	18	14,1	4,49	2,03	364	4,49	120	2,58	727	194	70,3	1,98	3,55	3,61	3,69	3,76	6,64	6,72	6,79	6,8
		10		12,2	17,5	4,58	2,12	444	4,47	146	2,56	911	245	85,5	1,96	3,6	3,67	3,74	3,82	6,69	6,77	6,84	6,9
160	100	9	13	22,9	18	5,19	2,23	606	5,15	186	2,85	1221	300	110	2,2	3,87	3,95	4,02	4,09	7,6	7,67	7,75	7,8
		10		25,3	19,8	5,23	2,28	667	5,13	204	2,84	1359	335	121	2,19	3,9	3,97	4,04	4,12	7,62	7,69	7,77	7,8
		12		30	23,6	5,32	2,36	784	5,11	239	2,82	1634	405	142	2,18	3,95	4,02	4,09	4,16	7,67	7,75	7,82	7,2
		14		34,7	27,3	5,4	2,43	897	5,08	272	2,8	1910	477	162	2,16	3,98	4,05	4,13	4,2	7,71	7,78	7,86	7,9
180	110	10	14	28,3	22,2	5,88	2,44	952	5,8	276	3,12	1933	444	165	2,42	4,22	4,29	4,36	4,43	8,55	8,62	8,69	8,7
		12		33,7	26,4	5,97	2,52	1123	5,77	324	3,1	2324	537	194	2,4	4,26	4,33	4,4	4,47	8,59	8,67	8,75	8,8
200	125	11	14	34,9	27,4	6,5	2,79	1449	6,45	446	3,58	2920	718	264	2,75	4,79	4,86	4,93	5,00	9,44	9,51	9,59	9,6
		12		37,9	29,7	6,54	2,83	1568	6,43	482	3,57	3189	786	285	2,74	4,81	4,88	4,95	5,02	9,46	9,54	9,62	9,6
		14		43,9	34,4	6,62	2,91	1801	6,41	551	3,54	3726	922	327	2,73	4,85	4,92	4,99	5,06	9,5	9,58	9,65	9,7
		16		49,8	39,1	6,71	2,99	2026	6,38	617	3,52	4264	1061	367	2,72	4,89	4,95	5,03	5,1	9,55	9,63	9,70	9,7
250	160	12	18	48,3	37,9	7,97	3,53	3147	8,07	1032	4,62	6242	1634	604	3,54	6,07	6,13	6,2	6,27	11,62	11,71	11,77	11,8
		16		63,6	49,9	8,14	3,69	4091	8,02	1333	4,58	8308	2200	781	3,5	6,14	6,21	6,27	6,34	11,73	11,78	11,86	11,9
		18		71,1	55,8	8,23	3,77	4545	7,99	1475	4,56	9358	2487	866	3,49	6,18	6,21	6,31	6,38	11,76	11,84	11,91	11,9
		20		78,5	61,7	8,31	3,85	4987	7,97	1613	4,53	10410	2776	949	3,48	6,2	6,28	6,35	6,42	11,81	11,88	11,95	12,0



Vigas em T duplo (GOST 8239—72)

Designações: h — altura da viga; b — largura do banzo; d — espessura da alma; t — espessura média do banzo; R — raio da curva de ligação interna; J — momento de inércia; W — momento de resistência; S — momento estático da metade da seção; r — raio de inércia.

Número da viga	Dimensões, mm					Área da seção, cm²	Massa, 1 m, kg	J_x, cm⁴	W_x, cm³	r_x, cm	S_x, cm³	J_y, cm⁴	W_y, cm³	r_y, cm
	h	b	d	t	R									
10	100	55	4,5	7,2	7	12	9,46	198	39,7	4,06	23	17,9	6,49	1,22
12	120	64	4,8	7,3	7,5	14,7	11,5	350	58,4	4,88	33,7	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	8	17,4	13,7	572	81,7	5,73	46,8	41,9	11,5	1,55
16	160	81	5	7,8	8,5	20,2	15,9	873	109	6,57	62,3	58,6	14,5	1,7
18	180	90	5,1	8,1	9	23,4	18,4	1 290	143	7,42	81,4	82,6	18,4	1,88
18a	180	100	5,1	8,3	9	25,4	19,9	1 430	159	7,51	89,8	114	22,8	2,12
20	200	100	5,2	8,4	9,5	26,8	21	1 840	184	8,28	104	115	23,1	2,07
20a	200	110	5,2	8,6	9,5	28,9	22,7	2 030	203	8,37	114	155	28,2	2,32
22	220	110	5,4	8,7	10	30,6	24	2 550	232	9,13	131	157	28,6	2,27
22a	220	120	5,4	8,9	10	32,8	25,8	2 790	254	9,22	143	206	34,3	2,5
24	240	115	5,6	9,5	10,5	34,8	27,3	3 460	289	9,97	163	198	34,5	2,37
24a	240	125	5,6	9,8	10,5	37,5	29,4	3 800	317	10,1	178	260	41,6	2,63
27	270	125	6	9,8	11	40,2	31,5	5 010	371	11,2	210	260	41,5	2,54
27a	270	135	6	10,2	11	43,2	33,9	5 500	407	11,3	229	337	50	2,8
30	300	135	6,5	10,2	12	46,5	36,5	7 080	472	12,3	268	337	49,9	2,69
30a	300	145	6,5	10,7	12	49,9	39,2	7 780	518	12,5	292	436	60,1	2,95
33	330	140	7	11,2	13	53,8	42,2	9 840	597	13,5	339	419	59,9	2,79
36	360	145	7,5	12,3	14	61,9	48,6	13 380	743	14,7	423	516	71,1	2,89
40	400	155	8,3	13	15	72,7	57	19 062	953	16,2	545	667	86,1	3,03
45	450	160	9	14,2	16	84,7	66,5	27 696	1231	18,1	708	808	101	3,09
50	500	170	10	15,2	17	100	78,5	39 727	1589	19,9	919	1043	123	3,23
55	550	180	11	16,5	18	118	92,6	55 962	2035	21,8	1181	1356	151	3,39
60	600	190	12	17,8	20	138	108	76 806	2560	23,6	1491	1725	182	3,54



Ferros em U (GOST 8240—72)

Designações: h—altura do ferro em U, b—largura do banzo; d—espessura da alma; t—espessura média do banzo; R—raio da curva de ligação interna; J—momento de inércia; W—momento de resistência; r—raio de inércia; S—momento estático da metade da seção; z_0—distância do eixo y—y até a face exterior da parede.

Nº do perfil	Massa, 1 m, kg	Dimensões, mm					Área da seção, cm²	J_x, cm⁴	W_x, cm³	r_x, cm	S_x, cm³	J_y, cm⁴	W_y, cm³	r_y, cm	z_0, cm
		h	b	d	t	R									
5	4,84	50	32	4,4	7	6	6,16	22,8	9,1	1,92	5,59	5,61	2,75	0,954	1,16
6,5	5,9	65	36	4,4	7,2	6	7,51	48,6	15	2,54	9	8,7	3,68	1,08	1,24
8	7,05	80	40	4,5	7,4	6,5	8,98	89,4	22,4	3,16	13,3	12,8	4,75	1,19	1,31
10	8,59	100	46	4,5	7,6	7	10,9	174	34,8	3,99	20,4	20,4	6,46	1,37	1,44
12	10,4	120	52	4,8	7,8	7,5	13,3	304	50,6	4,78	29,6	31,2	8,52	1,53	1,54
14	12,3	140	58	4,9	8,1	8	15,6	491	70,2	5,6	40,8	45,4	11	1,7	1,67
14a	13,3	140	62	4,9	8,7	8	17	545	77,8	5,66	45,1	57,5	13,3	1,84	1,87
16	14,2	160	64	5	8,4	8,5	18,1	747	93,4	6,42	54,1	63,3	13,8	1,87	1,8
16a	15,3	160	68	5	9	8,5	19,5	823	103	6,49	59,4	78,8	16,4	2,01	2
18	16,3	180	70	5,1	8,7	9	20,7	1 090	121	7,24	68,8	86	17	2,04	1,94
18a	17,4	180	74	5,1	9,3	9	22,2	1 190	132	7,32	76,1	105	20,7	2,18	2,13
20	18,4	200	76	5,2	9	9,5	23,4	1 520	152	8,07	87,8	113	20,5	2,2	2,07
20a	19,8	200	80	5,2	9,7	9,5	25,2	1 670	167	8,15	95,9	139	24,2	2,35	2,28
22	21	220	82	5,4	9,5	10	26,7	2 110	192	8,89	110	151	25,1	2,37	2,21
22a	22,6	220	87	5,4	10,2	10	28,8	2 330	212	8,99	121	187	30	2,55	2,46
24	24	240	90	5,6	10	10,5	30,6	2 900	242	9,73	139	208	31,6	2,6	2,42
24a	25,8	240	95	5,6	10,7	10,5	32,9	3 180	265	9,84	151	254	37,2	2,78	2,67
27	27,7	270	95	6	10,5	11	35,2	4 160	308	10,9	178	262	37,3	2,73	2,47
30	31,8	300	100	6,5	11	12	40,5	5 810	387	12	224	327	43,6	2,84	2,52
33	36,5	330	105	7	11,7	13	46,5	7 980	484	13,1	281	410	51,8	2,97	2,59
36	41,9	360	110	7,5	12,6	14	53,4	10 820	601	14,2	350	513	61,7	3,1	2,68
40	48,3	400	115	8	13,5	15	61,5	15 220	761	15,7	444	642	73,4	3,23	2,75

Disposição das riscas nas cantoneiras (em mm)

Cantoneiras dispostas numa só fileira				Cantoneiras dispostas em duas fileiras, sendo os orifícios dispostos em xadrez ou em filas				
b	e_1	z	d	b	e_1	e_2	z	d
45	25	15	14	125	50	40	40	20—23
50 e 56	30	15	17	140	50	50	40	20—26
63	35	20	17—20	160	60	60	45	23—26
70	40	20	20	180	70	70	50	23—26
75	45	25	20—23	200	80	80	60	23—26
80	45	25	20—23	220	80	80	70	23—26
90	50	30	20—23	250	80	80	80	23—26
100	55	30	20—23					
110	60	35	20—23					

Designações: b — largura do banzo da cantoneira; e_1 — distância entre a risca e a dobradura da cantoneira (fig. V.4 e V.5); e_2 — distância entre os orifícios dispostos em xadrez e em duas fileiras; z — distância entre a dobradura e a risca para centrar os elementos das armações soldadas (fig. VII.25, c); d — diâmetro recomendado do orifício.